



Ana Margarida Oliveira Louro Ferreira

Licenciada em Ciências da Engenharia Civil

Modelação de paredes em alvenaria estrutural de tijolo

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Corneliu Cismaşiu

Júri:

Presidente: Professor Doutor Carlos Chastre Rodrigues

Arguente: Professor Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Vogal: Professor Doutor Corneliu Cismaşiu



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro 2014

“Copyright” Ana Margarida Oliveira Louro Ferreira, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, quero agradecer ao Professor Corneliu Cismaşiu pela oportunidade dada para desenvolver o tema da presente dissertação, assim como todo o apoio, disponibilidade e todos os conhecimentos transmitidos ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

À minha família, ao meu namorado e aos meus amigos pela motivação, carinho e incondicional apoio.

Em especial, e com saudade, ao meu Pai.

Resumo

As construções em alvenaria representam grande parte da cultura do passado, e constituem a maioria dos edifícios existentes em Portugal. Para além disso, a elevada probabilidade da ocorrência de um grande sismo em Portugal, e as consequências resultantes, conduzem à necessidade de um estudo mais detalhado e aprofundado acerca do comportamento deste tipo de estruturas.

As metodologias modernas de avaliação de estruturas requerem análises estruturais cada vez mais detalhadas, o que torna necessário o estudo de modelos numéricos com recurso a programas de cálculo, capazes de prever aproximadamente o comportamento deste tipo de estruturas. O desenvolvimento verificado nesses programas de cálculo, assim como a grande lacuna existente no estudo de estruturas em alvenaria, resultante da dificuldade associada à caracterização mecânica deste tipo de material, e da complexidade da sua resposta estrutural quando sujeitas à acção sísmica, têm conduzido a um crescente interesse pelo estudo de estruturas em alvenaria.

O forte comportamento inelástico de painéis de alvenaria torna inadequado o uso de análises estáticas lineares, e por esta razão, têm sido propostas várias estratégias que permitem lidar com o comportamento não linear deste tipo de estruturas. A análise *pushover* permite avaliar o desempenho da estrutura quando sujeita à acção sísmica que, normalmente, consiste na comparação entre o deslocamento exigido pelo sismo com a capacidade de deformação da estrutura, sendo esta última obtida a partir da curva de capacidade da estrutura.

As diferentes ferramentas numéricas existentes, baseadas normalmente no uso de macro-elementos, alguns dos quais abordados neste trabalho, não são novidade no estudo de estruturas de alvenaria, mas as potencialidades actuais ainda não estão completamente estudadas, em particular no que diz respeito às aplicações não lineares e à problemática envolvida na escolha dos parâmetros mecânicos que caracterizam o material em estudo.

Deste modo, neste trabalho estuda-se o macro-modelo, implementado no *software* 3DMacro, através da modelação de uma parede em alvenaria, com recurso ao programa referido, com o objectivo de obter a curva de capacidade da parede. Os resultados obtidos foram comparados com os resultados experimentais, assim como com outros estudos presentes na literatura, de modo a mostrar a adequabilidade do macro-modelo em estudo e contribuir para o conhecimento e impulsionamento do uso destas ferramentas neste contexto.

Palavras Chave: alvenaria estrutural de tijolo, macro-modelação, 3DMacro, curva de capacidade.

Abstract

Masonry buildings represent a large part of the cultural heritage, and in Portugal they constitute the majority of existing buildings. This fact, associated with a high probability of a major earthquake event in Portugal in the next future, enforces the demand of better understanding of their structural behavior when subjected to earthquake excitations.

Nowadays, the modern methodologies used to evaluate complex structural behavior, require increasingly detailed numerical models implemented in advanced computer programs. However, a literature research shows that, although complex constitutive models are readily available for a lot of building materials, a large gap still exists in what respect the masonry materials, resulting from the difficulties associated with the numerical modelling of their mechanical properties.

The strong inelastic behavior of masonry panels cannot be predicted by linear analysis and, therefore, several strategies have been proposed by the researchers in this field, in order to handle their non-linear behavior. One of these strategies, is the pushover analysis, which allows to evaluate the performance of the structure when subjected to seismic action. It typically consists of comparing the displacements induced by the earthquake to the structure ductility which can be estimated from the so called capacity curve.

Although the formulations based on the use of macro-elements are among the most common numerical models used to study masonry structures, a literature review reveals that the choice of parameters that characterize the non-linear mechanical properties of such materials is still under discussion.

Therefore, the objective of the present study is to contribute to the better understanding of the non-linear calibration of the numerical simulations of masonry walls, based on experimental test results. To achieve this goal, a macro-model finite element formulation, implemented in 3DMacro commercial code was used, to obtain the capacity curve of a masonry wall, previously tested experimentally by researchers from the Pavia University in Italy. The obtained numerical simulations were compared both with the published experimental results and with other numerical models reported in the literature. The good agreement in these comparisons shows the suitability of the macro-elements model and, by showing the way its parameters were calibrated, it is believed to represent a contribution in the field.

Keywords: structural brick masonry, macro-model, 3DMacro, pushover curve.

Índice

1. Introdução	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Objectivos da dissertação	3
1.3 Organização da dissertação	3
2. Alvenaria	5
2.1 Propriedades mecânicas	5
2.2 Modos de rotura de paredes de alvenaria	10
3. Métodos de análise não linear	15
3.1 Curva de Capacidade	15
4. Modelação de paredes de alvenaria	21
4.1 Método TreMuri	23
4.2 Método SAM	25
4.3 Método de Sabatino e Rizzano	26
4.4 Método de Vanin e Foraboschi	27
4.5 Método de Akhaveissy	28
4.6 Modelação escolhida	28
4.6.1 Método de Calìò	28
4.6.2 Programa de cálculo	40
5. Caso de estudo: “Door-wall”	53
5.1 Análise do procedimento experimental	53
5.2 Modelação numérica	56
5.2.1 Definição da geometria	57
5.2.2 Definição do carregamento vertical	59
5.2.3 Propriedades dos materiais	61
5.2.4 Resultados obtidos	63
6. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	75
Bibliografia	77

Índice de Figuras

Figura 1.1: Construções em alvenaria: Grécia Antiga, Lisboa Pombalina, Igreja na Guarda.....	2
Figura 2.1: Compressão uniaxial da alvenaria: (a) Provete de alvenaria comprimido; (b) Estado de tensão no bloco e argamassa da junta; (c) Modo de rotura da alvenaria.	6
Figura 2.2: Critério de rotura de Mohr-Coulomb	7
Figura 2.3: Modelos experimentais do estudo desenvolvido por F. Pinho	129
Figura 2.4: Estudo realizado por Magenes, Universidade de Pavia.....	10
Figura 2.5: Esquema dos mecanismos de rotura no plano de uma parede de alvenaria: (a) Rotura por flexão-compressão; (b) Rotura por corte com deslizamento; (c) Rotura por corte com fissuração diagonal.....	12
13	
Figura 0.1: Fendas que ocorreram num edifício de alvenaria de tijolo, após o sismo ocorrido no norte de Itália, 2012.....	12
Figura 0.7: Esquema ilustrativo: (a) Danos para fora do plano da parede; (b) Danos no plano da parede devido às acções horizontais.....	13
Figura 3.1: Lei de comportamento elástico linear e não linear.	15
Figura 3.2: Relação força-deslocamento laterais, típica de uma parede de alvenaria, obtida por ensaios de resistência lateral cíclica.....	16
Figura 3.3: Método POR: (a) Modelo geométrico; (b) Idealização da resposta global por meio de uma curva de capacidade bilinear	17
Figura 3.4: Identificação dos diferentes níveis de desempenho.	18
Figura 3.5: Curva de capacidade – Evolução do dano na estrutura.	19
Figura 3.6: Definição da Curva Pushover: (a) Na estrutura; (b) No sistema equivalente de 1 GDL	20
Figura 3.7: Determinação do coeficiente de comportamento q	20
Figura 4.1: Estratégia de modelação: (a) Parede de alvenaria; (b) Micro-modelo detalhado; (c) Micro-modelo simplificado; (d) Macro-modelo	22
Figura 4.2: Método TreMuri: discretização da parede	23
Figura 4.3: Modelo TreMuri: Cinemática do macro-elemento.....	24
Figura 4.4: Danos ocorridos nos elementos que discretizam a estrutura	24
Figura 4.5: Método SAM: (a) Idealização do modelo equivalente de uma parede de alvenaria; (b) Idealização do comportamento não linear de um painel-pilar, rompendo por corte; (c) Elemento-barras	26

Figura 4.6: Curvas de Capacidade obtidas pelos diferentes métodos, para o caso de estudo da “Door-Wall”.....	27
Figura 4.7: Macro elemento de escoras e tirantes: (a) modos de colapso por (b) flexão e (c) corte diagonal	28
Figura 4.8: Modelo 3DMacro: (a) Interação entre um painel de alvenaria e os painéis vizinhos através de molas longitudinais na interface; (b) Mola de deslizamento na interface	29
Figura 4.9: Modelo do elemento discreto no plano: (a) Configuração indeformada; (b) Configuração deformada.....	30
Figura 4.10: Principais mecanismos de rotura no plano de um painel de alvenaria: (a) Por flexão; (b) Por corte com fissuração diagonal; (c) Por deslizamento.	30
Figura 4.11: Comportamento à flexão: (a) Lei constitutiva elasto-plástica; (b) Comportamento à flexão das molas longitudinais	31
Figura 4.12: Discretização com molas de interface para simular a interação entre painéis de alvenaria	32
Figura 4.13: Equivalência entre o modelo contínuo e o modelo discreto para a determinação da rigidez das molas (kp).....	32
Figura 4.14: (a) Mecanismos de colapso por fissuração diagonal; (b) Modelo discreto (molas diagonais)	34
Figura 4.15: Painel sujeito a uma força de corte.....	35
Figura 4.16: Deformação por corte com fissuração diagonal no sistema contínuo e discreto.	36
Figura 4.17: (a) Mecanismos de colapso por deslizamento; (b) Modelo discreto.....	37
Figura 4.18: (a) Graus de liberdade do painel no plano; (b) Configurações das deformadas do painel, segundo cada um dos graus de liberdade; (c) Graus de liberdade nodais	38
Figura 4.19: (a) Graus de liberdade de uma interface plana, entre dois painéis (b) Partilha dos graus de liberdade entre a interface e os painéis adjacentes	39
Figura 4.20: (a) Macro-elemento espacial; (b) Representação das N molas longitudinais para a simulação do comportamento à flexão; (c) Representação das molas transversais e diagonais, que simulam o comportamento ao corte	39
Figura 4.21: Modelo de um edifício no 3DMacro: (a) Modelo geométrico; (b) Modelo computacional	40
Figura 4.22: Discretização do modelo computacional em vários macro-elementos.....	40
Figura 4.23: Interface gráfica do <i>software</i> 3DMacro	41
Figura 4.24: Vista tridimensional da configuração deformada de um edifício em alvenaria	41
Figura 4.25: Malha gerada automaticamente pelo <i>software</i> 3DMacro	42
Figura 4.26: Definição dos parâmetros mecânicos da alvenaria no <i>software</i> 3DMacro.....	43
Figura 4.27: Lei de comportamento material - comportamento à flexão.	44
Figura 4.28: Definição dos parâmetros mecânicos para o comportamento da alvenaria à flexão de ..	44
Figura 4.29: Lei de comportamento material - comportamento ao corte com fissuração diagonal	45
Figura 4.30: Definição dos parâmetros mecânicos da alvenaria para o comportamento ao corte com fissuração diagonal.....	45
Figura 4.31: Lei de comportamento material - comportamento ao corte-deslizamento.	46

Figura 4.32: Definição dos parâmetros mecânicos da alvenaria para o comportamento ao corte por deslizamento	46
Figura 4.33: Distribuição do carregamento lateral	48
Figura 4.34: Esquema da redistribuição para uma análise com: (a) controlo de força e com (b) controlo de deslocamento	50
Figura 4.35: Representação da curva de capacidade bilinear idealizada pelo <i>software</i> 3DMacro	51
Figura 4.36: Curva de capacidade obtida pelo <i>software</i> 3DMacro.	51
Figura 4.37: Tipos de rotura ocorridos em cada um dos elementos.....	52
Figura 5.1: Planta e alçados do protótipo, dimensões em centímetros	54
Figura 5.2: Forças sísmicas aplicadas no edifício, na realização do ensaio sísmico	55
Figura 5.3: Força de corte total na base vs. Deslocamento, no segundo piso da parede D	55
Figura 5.4: (a) Padrão de dano inicial: fissuras nos lintéis; (b) Padrão de dano final: rotura dos nembos	56
Figura 5.5: Dimensões da parede D, em centímetros.	57
Figura 5.6: Dimensões da parede adoptadas no modelo.	57
Figura 5.7: Método das bandas.....	59
Figura 5.8: Carregamento vertical aplicado na parede D: (a) Aplicação do Método das Bandas no caso em estudo; (b) Distribuição da carga na parede D, ao nível de cada piso.	60
Figura 5.9: Cargas distribuídas, por piso, na parede D.	61
Figura 5.10: (a) Malha automática; (b) Refinamento 1.	64
Figura 5.11: (a) Refinamento 2; (b) Refinamento 3.	65
Figura 5.12: Curvas de Capacidade, obtidas com <i>software</i> 3DMacro para cada um dos refinamentos de malha, e pelo ensaio experimental.....	65
Figura 5.13: Curva de Capacidade obtida com o <i>software</i> 3DMacro e pelo ensaio experimental.	67
Figura 5.14: Curva de Capacidade obtida com o <i>software</i> 3DMacro, e pelo ensaio experimental.	68
Figura 5.15: Curvas de Capacidade da parede D, do edifício testado na Universidade de Pavia	70
Figura 5.16: Curva de Capacidade obtida com o <i>software</i> 3DMacro, pelo ensaio experimental e por Akhaveissy.	71
Figura 5.17: Curva de Capacidade da parede D: Progressão do dano.....	72
Figura 5.18: Danos na parede D_dano1.	73
Figura 5.19: Danos na parede D_dano2.	73
Figura 5.20: Danos na parede D_dano3.	74
Figura 5.21: Danos na parede D_dano4.	74

Índice de tabelas

Tabela 2.1: Valores de referência das propriedades mecânicas e pesos específicos para diferentes tipos de alvenaria, adaptado da norma Italiana NTC2008.....	8
Tabela 4.1: Elemento associado a cada tipo de carga.	47
Tabela 4.2: Condições do carregamento.	47
Tabela 4.3: Indicadores de dano.....	52
Tabela 5.1: Propriedades dos materiais adotados para a modelação da parede D, no software 3DMacro.	62
Tabela 5.2: Refinamentos realizados nos elementos de malha.	64
Tabela 5.3: Propriedades mecânicas adotadas no <i>software</i> 3DMacro e pelo autor Akhaveissy.	70
Tabela 5.4: Valores da força de corte basal máxima, obtida por diferentes autores, para a parede D, do edifício testado na Universidade de Pavia	71

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A	Secção transversão do painel
A_o	Área de contacto entre dois painéis adjacentes
A_t	Área transversão do painel
c	Coesão
C_b	Coeficiente de corte basal
d	Deslocamento
E	Módulo de elasticidade da alvenaria
f_k	Valor de cálculo da resistência característica à compressão da alvenaria em MPa
f_b	Valor da resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria em MPa, na direcção do efeito da acção aplicada
F_{cu}^p	Força última da mola à compressão
F_{tu}^p	Força última da mola à tracção
f_m	Valor da resistência à compressão da alvenaria ou da argamassa
F_m	Força diagonal da mola
F_{lim}	Força última da mola de deslizamento
f_{vk}	Resistência ao corte da alvenaria
f_{vk0}	Valor da resistência característica inicial ao corte da alvenaria, sob compressão nula
G	Módulo de distorção da alvenaria
H_p	Altura do painel de alvenaria
k_p	Rigidez de cada mola longitudinal, em série
K_{diag}	Rigidez da mola diagonal
K	Rigidez da mola corresponde às duas molas em série
k	Matriz de rigidez

N	Esforço normal
U_{cu}	Deslocamento último da mola à compressão
U_{tu}	Deslocamento último da mola à tracção
V_b	Esforço de corte na base
W	Peso sísmico
T_u	Resistência ao corte
T	Força de corte
τ	Resistencia ao corte da alvenaria, de acordo com o critério de Mohr-Coulomb
μ	Coeficiente de atrito
Φ	Ângulo de atrito interno
σ_c	Tensão resistente à compressão da alvenaria
σ_m	Estado de tensão de compressão no elemento
σ_t	Tensão resistente à tracção da alvenaria
ε_{cu}	Extensão última da mola á compressão
ε_{tu}	Extensão última à tracção da mola
δ	Deslocamento horizontal
Δ_m	Deslocamento mola diagonal
ΔF	Vector de incremento de carga
Δu	Vector de incremento de deslocamento
γ	Peso volúmico

EC6 Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria

EC8 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos

NTC08 Norma técnica italiana para a construção

SAM Simplified Analysis of Masonry buildings

FREMA Frame Equivalente Masonry Analysis

1. Introdução

1.1 Considerações gerais

Os sismos são fenómenos naturais, imprevisíveis no espaço e no tempo, que têm consequências catastróficas, nas regiões onde ocorrem, em termos económicos e patrimoniais. Apesar de terem sido feitos vários esforços no sentido de clarificar as acções sísmicas, trata-se de uma questão complexa, onde nem sempre é possível a obtenção de respostas claras. Deste modo, é necessário compreender o funcionamento das estruturas quando submetidas à acção sísmica, para prevenir e diminuir o efeito deste fenómeno.

Em particular, os edifícios em alvenaria não reforçados representam um problema na segurança humana, nas zonas com grande risco sísmico, uma vez que constituem grande parte dos edifícios existentes em Portugal. Vários estudos referem que uma parte significativa das construções existentes em Portugal se localiza em regiões de sismicidade elevada, sem qualquer tipo de dimensionamento sísmico (Pinho, 2007). A necessidade de combater este problema de forma económica e eficiente tem contribuído para o crescente interesse no desenvolvimento de métodos de análise racionais apropriados a este tipo de estruturas.

Entende-se por “alvenaria” o material compósito resultante da associação de um conjunto de elementos com dimensões relativamente reduzidas (pedra, tijolo de barro seco ao Sol ou cozido em fornos, e outros), com ligantes diversos (simples ou misturados entre si) (Pinho, 2007).

A origem das construções em alvenaria surge com as primeiras comunidades sedentárias, quando o Homem passa a construir os seus próprios abrigos com recurso a um agrupamento de pedras na vertical. Estas construções eram dimensionadas de forma empírica, através da colocação quase aleatória de pedras, de modo a ter em conta a acção da gravidade, garantindo uma interação de equilíbrio entre os diferentes elementos, quer longitudinalmente quer transversalmente, através de tensões de compressão e de atrito (Marques, R., 2012). Desde então as construções em alvenaria têm sofrido diversos processos de evolução até aos dias de hoje (Figura 1.1).



Figura 1.1: Exemplos de construções em alvenaria: Grécia Antiga (500-400 a.C.); Lisboa Pombalina (1755-1880); Igreja na Guarda.

Do ponto de vista material, a alvenaria pode ser considerada como um compósito heterogéneo, anisotrópico e descontínuo, que apresenta propriedades distintas nas diferentes direcções, sendo, por isso, difícil caracterizá-la mecanicamente. Tal heterogeneidade é causada pelas diferentes condições de construção, isto é, o tipo de materiais utilizados, a técnica construtiva empregue, bem como as eventuais alterações e estados diferenciados de degradação devidos a diferentes tipos de acções, danos ou patologias.

De um modo geral, as principais vantagens das construções em alvenaria são a facilidade de integração com outros subsistemas, durabilidade e baixa manutenção, reduzido tempo de construção e boa resistência ao fogo, apresentando um comportamento satisfatório quando sujeita à compressão. No entanto, apresentam alguns problemas, nomeadamente, a baixa resistência à tracção, contando, fundamentalmente, com a acção estabilizadora da gravidade. Esta fraca resistência à tracção tem como consequência a reduzida resistência global à flexão, o que põe em causa a segurança das estruturas quando submetidas a acções de carácter sísmico (Roque, 2002). Mais ainda, a baixa ductilidade e a fraca capacidade de dissipação de energia, em especial sob a acção sísmica, traduz-se em mecanismos de rotura frágil.

As características da alvenaria já referidas, das quais se salientam, a heterogeneidade e variabilidade das suas propriedades mecânicas, bem como a ausência de códigos que permitam a utilização de regras e padrões que a definam correctamente, traduzem-se em dificuldades na modelação numérica deste tipo de edifícios. É clara a noção de que estas estruturas não podem ser reduzidas a um esquema estrutural simples e normalizado, pelo que, tem sido feito um grande esforço no sentido de obter maior conhecimento prático do seu comportamento, através do desenvolvimento de programas de cálculo que permitam ter em conta a não linearidade do material.

Apenas recentemente a comunidade científica começou a utilizar métodos avançados e ferramentas numéricas de análise, que permitem simular de forma pormenorizada estruturas de alvenaria e obter informações em relação ao desempenho estrutural num menor espaço de tempo e com menor custo. As dificuldades inerentes a uma reprodução de edifícios de alvenaria, próxima da

realidade, por meios experimentais, resulta numa procura de soluções alternativas práticas e eficientes, que conduzam a resultados mais fiáveis, uma vez que existe ainda uma grande escassez e dispersão nos resultados obtidos experimentalmente (Lourenço, 2002).

Os diferentes programas de cálculo existentes hoje em dia no mercado, implementam diferentes estratégias de modelação que se baseiam, essencialmente, na simulação dos principais mecanismos de colapso típicos de estruturas de alvenaria e permitem realizar, entre outras, análises não lineares que fornecem informações importantes para o conhecimento da resposta da estrutura, em particular, face à acção sísmica (Caliò, 2005; Sabatino e Rizzano, 2011; Lagormasino et al., 2013).

A tentativa de obtenção de mais elementos que contribuam para ajudar na resposta à problemática do comportamento estrutural dos edifícios em alvenaria principalmente quando solicitados a acções de índole sísmica motivaram o desenvolvimento do presente trabalho.

1.2 Objectivos da dissertação

A Engenharia Sísmica é uma área da Engenharia Civil que tem evoluído de forma significativa, tendo-se verificado um grande desenvolvimento de ferramentas numéricas capazes de simular a acção sísmica, e avaliar o seu efeito nas estruturas. Estes desenvolvimentos têm sido registados, também, no estudo de edifícios de alvenaria, embora existam ainda algumas dúvidas acerca do comportamento deste tipo de material, principalmente devido à dificuldade inerente à caracterização das propriedades mecânicas que o caracterizam.

O objectivo desta dissertação é contribuir para o estudo do comportamento não linear de estruturas em alvenaria de tijolo. Para se atingir este objectivo, efectuou-se uma modelação numérica, com recurso ao programa de cálculo 3DMacro, de uma das paredes que constitui o edifício testado experimentalmente na Universidade de Pavia (Magenes et.al, 1995), construído em alvenaria de tijolo com argamassa de cal (traço 1:3 em volume), com o intuito de conhecer e interpretar a curva de capacidade da parede em estudo. Esta curva foi comparada com os resultados obtidos experimentalmente na Universidade de Pavia, bem como com outros estudos acerca da mesma parede, disponíveis na literatura.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação contém seis capítulos, sendo o conteúdo de cada um descrito seguidamente, de forma sucinta.

O capítulo 1 é um texto introdutório, onde é referida a importância das construções em alvenaria e as suas vantagens, assim como a problemática envolvida no comportamento deste tipo de estruturas.

O capítulo 2 aborda o comportamento das alvenarias. Numa primeira fase é abordada a problemática da caracterização mecânica deste tipo de material, sendo apresentados os aspectos considerados importantes relativamente ao seu comportamento mecânico. São também discutidas as propriedades dos materiais que constituem as alvenarias e referidas algumas soluções existentes, que permitem a sua caracterização. Numa segunda fase, apresentam-se os diferentes modos de rotura típicos de paredes em alvenaria, no plano e fora do plano.

O capítulo 3 diz respeito à caracterização da curva de capacidade das estruturas. Neste capítulo é explicado como se obtém a curva de capacidade de uma estrutura e que informações fornece.

O capítulo 4 refere-se à modelação numérica de estruturas de alvenaria. São explicados resumidamente alguns dos modelos numéricos existentes, utilizados no cálculo sísmico de edifícios em alvenaria. Posteriormente, é explicado detalhadamente o modelo numérico implementado no *software* de cálculo 3DMacro, utilizado no caso de estudo realizado neste trabalho, quer em termos dos seus fundamentos teóricos, quer em termos da sua utilização prática.

No capítulo 5 é realizado o estudo de uma das paredes de alvenaria do edifício testado experimentalmente na Universidade de Pavia (Magenes et al., 1995), através da realização de uma análise não linear, com o objectivo de obter a curva de capacidade da estrutura. São apresentadas todas as etapas realizadas, que conduziram à obtenção da resposta da estrutura, e que permitiram a validação da utilização do programa 3DMacro, no âmbito do estudo do comportamento sísmico de edifícios em alvenaria.

Por fim, no capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões retiradas do trabalho, assim como algumas propostas para desenvolvimentos futuros.

2. Alvenaria

2.1 Propriedades mecânicas

O conhecimento do comportamento de estruturas em alvenaria é muito limitado, e só nos últimos anos despertou o interesse da comunidade científica, nomeadamente no âmbito da modelação numérica deste tipo de estruturas. Muitos engenheiros são confrontados com diversas dificuldades quando pretendem estudar este material, devido à ausência de conhecimentos precisos associados às características mecânicas da alvenaria, nomeadamente quanto ao módulo de elasticidade e tensões últimas e ao seu comportamento face às acções horizontais, como é o caso da acção sísmica (Marques, R., 2012). A determinação das propriedades mecânicas da alvenaria não constitui uma tarefa fácil e linear, uma vez que é fortemente influenciada pelos materiais que a constituem, bem como pelo seu funcionamento conjunto.

A grande diversidade de paredes de alvenaria exige que se consigam definir grupos mais ou menos homogêneos, relativamente às propriedades que as caracterizam. Este facto exige que sejam realizados estudos, nas diferentes localizações geográficas, de modo a identificar as características morfológicas e mecânicas das construções em alvenaria, e ser possível conhecer os parâmetros a utilizar nos modelos numéricos. Para a realização desses estudos existem, hoje em dia, diversos métodos, dividindo-se em dois grupos distintos: os métodos indirectos e os métodos directos.

Os métodos indirectos permitem determinar as características mecânicas da alvenaria, através de fórmulas empíricas, que se baseiam no conhecimento das propriedades dos seus componentes básicos (blocos e argamassa) que, caso não sejam conhecidas, necessitam de ensaios para a sua caracterização. Dentro deste contexto, existem diversas fórmulas empíricas que permitem determinar de forma expedita, os valores destas propriedades, nomeadamente, as fórmulas propostas pelo Eurocódigo 6.

Sendo que as estruturas em alvenaria são concebidas, essencialmente, para resistir a esforços de compressão, é fundamental conhecer a sua resistência quando sujeitas a este tipo de esforços. Caso se trate de alvenarias simples com argamassa convencional, o Eurocódigo 6 (CEN 2005) propõe a seguinte expressão para o cálculo da resistência característica à compressão:

$$f_k = K \times f_b^{0.7} \times f_m^{0.3} \quad (2.1)$$

Com:

f_k - Valor de cálculo da resistência característica à compressão da alvenaria em MPa;

K – Constante que depende do tipo de unidade e respectivo grupo, e do tipo de argamassa. Para as aplicações mais correntes em Portugal, o seu valor varia entre 0,4 e 0,6;

f_b - Valor da resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria em MPa, na direcção do efeito da acção aplicada, com o valor máximo de 75 MPa para unidades assentes com argamassa convencional;

f_m - Valor da resistência à compressão da argamassa, em MPa, com o limite máximo de valor igual ao mínimo entre 20 MPa e $2f_b$.

Como se pode observar, o comportamento da alvenaria à compressão está relacionado com as características dos materiais que a constituem, isto é, tipo de blocos e juntas, capacidade resistente e modo de rotura. Deste modo, e com base na resistência dos diversos componentes da alvenaria, é possível prever aproximadamente o tipo de rotura que pode ocorrer, quando as estruturas de alvenaria são submetidas a esforços de compressão (Figura 2.1 (a)). Se os blocos que constituem a alvenaria forem mais rígidos que a argamassa que compõem as juntas, a última tende a expandir lateralmente mais do que os blocos, provocando tensões de corte que confinam lateralmente o material das juntas. Esta interacção entre os blocos e as juntas originam na argamassa um estado de tensão triaxial, enquanto nas unidades de alvenaria se desenvolvem tensões de compressão na direcção da carga aplica, e esforços de tracção nas duas restantes direcções (Figura 2.1 (b)). Em virtude deste complexo estado de tensão, verifica-se o aparecimento de fissuras verticais (Figura 2.1 (c)), que representam o modo de rotura típico das alvenarias constituídas por blocos mais rígidos que a argamassa das juntas (Campos, 2013).

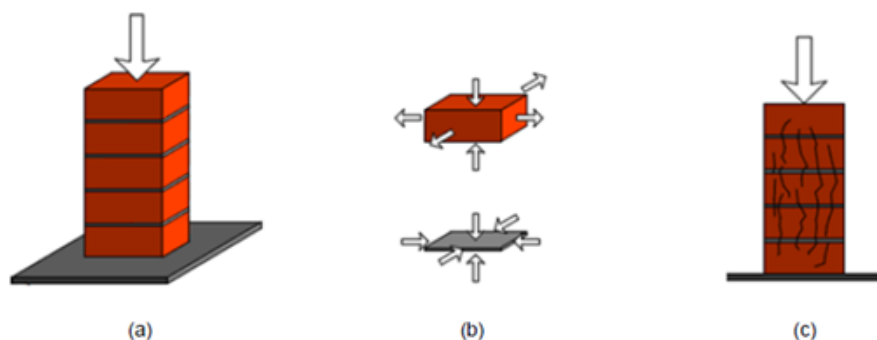


Figura 2.1: Compressão uniaxial da alvenaria: (a) Provete de alvenaria comprimido; (b) Estado de tensão no bloco e argamassa da junta; (c) Modo de rotura da alvenaria (Campos, 2013).

Conclui-se que a avaliação do comportamento à compressão das estruturas concebidas com este tipo de material não pode ser baseada apenas nas características individuais dos elementos que a constituem, dado que, quer a resistência última, quer os modos de rotura, dependem do comportamento global conjunto dos seus constituintes, conforme representado na fórmula proposta pelo EC6.

Segundo o Eurocódigo 6, a partir do momento em que o valor da resistência característica à compressão é conhecido, é possível determinar o módulo de elasticidade E da alvenaria, cujo valor é

igual a $E = 1000f_k$. O valor do módulo de distorção G é calculado em função do módulo de elasticidade, e o seu valor é igual a $G = 0,4E$.

Sendo um dos principais mecanismos de colapso típicos de paredes em alvenaria (abordados no capítulo 2.2) a rotura por corte, é também fundamental conhecer a resistência da alvenaria a este tipo de esforços. Para alvenaria corrente, segundo o EC6, o valor da resistência ao corte, f_{vk} , obtém-se através da seguinte expressão:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_d \quad (2.2)$$

Com:

f_{vk0} - Valor da resistência característica inicial ao corte da alvenaria, sob compressão nula, variando entre 0,10 e 0,30 MPa;

σ_d - Valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte na direcção de estudo e no elemento de alvenaria no piso em análise, em MPa, usando a combinação apropriada de carga que origina a tensão média de compressão na zona comprimida sujeita a corte e ignorando a parte em tracção.

Na maioria dos estudos presentes na literatura, a resistência ao corte da alvenaria é, normalmente, determinada através da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb. A determinação da tensão de corte máxima, segundo o critério de Mohr-Coulomb, admite um comportamento friccional para a alvenaria, na qual a tensão de corte máxima τ , é definida em função da tensão axial σ , coeficiente de fricção (atrito interno) entre as partículas, e a coesão c , traduzida pela seguinte expressão,

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (2.3)$$

onde, $\mu = \tan(\phi)$, sendo o ϕ ângulo de atrito interno.

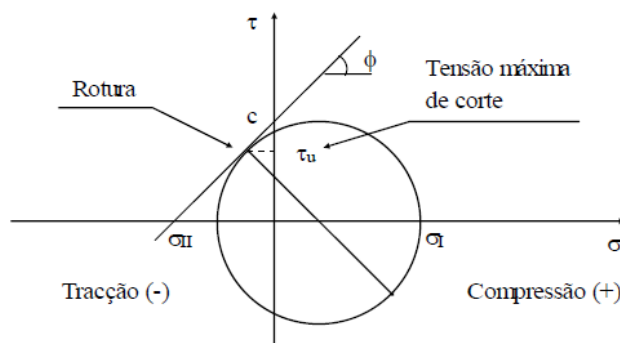


Figura 2.2: Critério de rotura de Mohr-Coulomb (Pinho,2007)

A maior dificuldade de aplicação deste critério de rotura passa pela definição dos valores da coesão c , e coeficiente de atrito μ , que devem ser calculados experimentalmente em ensaios de determinação da tensão última de corte, onde se conheça a tensão axial aplicada (Pinho,2007).

As normas italianas (NTC08) sentiram também a necessidade de definir critérios específicos para os parâmetros da alvenaria, para diferentes níveis de conhecimento. A Tabela 2.1 resume alguns dos parâmetros mecânicos sugeridos para a caracterização da alvenaria, de acordo com as diferentes tipologias.

Tabela 2.1: Valores de referência das propriedades mecânicas e pesos específicos para diferentes tipos de alvenaria, adaptado da norma Italiana NTC2008 (Tabela C8A.2. da Circ. NTC08,2009).

Tipo de Alvenaria	f_m [N/mm ²]	τ [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]
	min máx	min máx	min máx	min máx	
Alvenaria de pedra irregular	1.0 1.8	0.020 0.032	690 1050	230 350	19
Alvenaria de pedra não talhada para paredes de enchimento	2.0 3.0	0.035 0.051	1020 1440	340 480	20
Alvenaria de pedra talhada com boa ligação	2.6 3.8	0.056 0.074	1500 1980	500 660	21
Alvenaria de pedra aparelhada	1.4 2.4	0.028 0.042	900 1260	300 420	16
Alvenaria de pedra de xisto	6.0 8.0	0.090 0.120	2400 3200	780 940	22
Tijolo maciço com argamassa de cal	2.4 4.0	0.060 0.090	1200 1800	400 600	18

A resistência à tracção das alvenarias não é geralmente considerada no cálculo da resistência das paredes (Cóias, 2007), por admitir valores baixos, devido à fraca resistência à tracção característica da argamassa das juntas. Quanto à resistência à flexão, é também normalmente desprezada na modelação numérica de estruturas de alvenaria, por apresentar valores muito baixos (Hendry et al., 2004).

Por sua vez, os métodos directos, pressupõem a realização de ensaios *in situ*, ainda não normalizados, ou sobre painéis de alvenaria com dimensões tais que possam ser representativos do comportamento da parede, para a avaliação das propriedades mecânicas. Também podem ser realizados ensaios em laboratório, o que implica a prévia recolha e transporte, com cuidados especiais,

que evitem perturbações e alterações nas propriedades dos materiais. Apesar das dificuldades e dos elevados custos, inerentes a estes estudos, são bastante úteis na caracterização mecânica dos diversos tipos de alvenaria, sendo, na maioria das vezes, o ponto de partida para a realização de uma análise não linear com recurso a ferramentas numéricas, principalmente quando as propriedades dos materiais que constituem as construções em estudo são desconhecidas.

Neste contexto, destaca-se o trabalho de Pinho (Pinho, F., 2007) que estuda a eficácia de diversas soluções de reforço aplicadas a modelos experimentais de alvenaria ordinária (Figura 2.3) e cuja motivação passou pela necessidade de compreender, do ponto de vista experimental, o comportamento das construções de alvenaria ordinária, simples ou reforçadas, perante diferentes acções. Para o desenvolvimento deste trabalho foram realizados ensaios de compressão-axial e compressão-corte, para a caracterização da resistência mecânica de muretes em alvenaria de pedra, servindo como base de dados para eventuais trabalhos futuros no âmbito de estruturas deste tipo.



Figura 2.3: Modelos experimentais do estudo desenvolvido por F. Pinho (Pinho, F., 2007).

Destaca-se também o trabalho realizado por Vasconcelos (Vasconcelos, G., 2005) cujo objectivo passou por contribuir para melhorar o conhecimento das propriedades do granito. O comportamento constitutivo de diferentes tipos de granito foi obtido com sucesso através de um conjunto de ensaios experimentais realizados em controlo de deslocamento e com selecção da variável de controlo adequada. Os resultados destes ensaios permitiram determinar as propriedades elásticas e os parâmetros de fractura, obtendo-se posteriormente um conjunto de correlações estatísticas entre os mesmos que possibilitou uma melhor clarificação da gama de variação das propriedades.

Para o conhecimento do comportamento de estruturas de alvenaria de tijolo, quando sujeitas a acções laterais, destaca-se o trabalho realizado por Magenes (Magenes et al., 1995), na Universidade de Pavia em Itália. O estudo consistiu na resposta de um edifício de dois andares construído à escala em alvenaria de tijolo com argamassa de cal (traço 1:3 em volume), composto por quatro paredes, submetido a uma série de deslocamentos cíclicos, de modo a avaliar os modos de rotura das paredes do edifício e os valores de força e deslocamento para os quais a rotura se verifica (Figura 2.4).

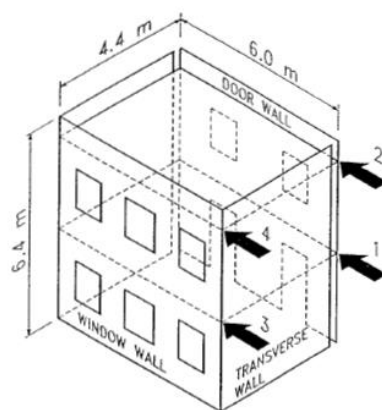


Figura 2.4: Estudo realizado por Magenes, Universidade de Pavia (Magenes et al., 1995).

Conclui-se que, embora exista uma grande diversidade de materiais e técnicas empregues, que resulta numa especificidade para cada caso, é já possível estabelecer algumas propriedades comuns às alvenarias, no que diz respeito ao seu comportamento face a acções laterais: são, em geral, muito pouco resistentes à tracção no que refere às juntas de argamassa, apresentam uma resistência razoável a tensões de corte, e uma melhor resistência a esforços de compressão. O tema dos valores mais adequados a considerar para essas resistências é, ainda, objecto de trabalho em curso, pelo que se deve fazer um estudo aprofundado acerca da escolha das propriedades mecânicas a adoptar quando se pretende modelar uma estrutura de alvenaria.

2.2 Modos de rotura de paredes de alvenaria

As principais anomalias estruturais das construções em alvenaria ordinária ocorrem quando as tensões provocadas por uma ou mais acções excedem a resistência dos materiais em zonas críticas, porque as acções aumentam ou porque a resistência da alvenaria diminuiu (Pinho, 2007). A caracterização da relação força-deslocamento capaz de descrever o comportamento dos painéis de alvenaria parte do conhecimento e interpretação dos modos de rotura que podem ocorrer.

Os modos de rotura típicos em estruturas de alvenaria podem dividir-se em dois grupos (Giuffrè, 1993): mecanismos no plano, que ocorrem quando a direcção da acção coincide com o plano da parede; ou fora do plano, quando a parede é mobilizada pela acção na perpendicular ao seu plano.

Os mecanismos de rotura típicos no plano de paredes de alvenaria, podem ser (Calderini, et al., 2009):

- rotura por flexão-compressão (painéis esbeltos com compressões verticais pequenas);

- rotura por corte–deslizamento (painéis abatidos e com compressões verticais pequenas);
- rotura por corte com fissuração diagonal (compressões verticais superiores ao carregamento lateral).

O comportamento por flexão-compressão envolve dois mecanismos de rotura diferentes: se o carregamento vertical aplicado é menor que a resistência à compressão, o carregamento horizontal produz fendas de tracção nos cantos, e o painel começa a comportar-se como um corpo rígido, rodando em torno da base (derrubamento); se o carregamento vertical é maior que a resistência à compressão, o painel é progressivamente caracterizado por fendas sub-verticais orientadas na direcção dos cantos comprimidos (esmagamento). Estes dois mecanismos, não ocorrem, geralmente, de forma individualizada (Figura 2.5 (a)), pelo que a sua análise é normalmente feita considerando os dois mecanismos em simultâneo (Calderini et al., 2009).

Os factores predominantes para a ocorrência da rotura por flexão composta estão associados à resistência à tracção da argamassa, à eficiência da ligação entre a argamassa e o bloco e à relação entre as cargas verticais e horizontais (Matthews et al. 2007).

A rotura por corte envolve, também, dois mecanismos diferentes: o deslizamento e a fissuração diagonal (Figura 2.5 (b) e 2.5 (c)). O desenvolvimento de fendas de flexão nos cantos tracionados reduz a secção resistente. Deste modo, ocorre a rotura por deslizamento das juntas horizontais, normalmente localizada numa das extremidades do painel de alvenaria (Figura 2.5 (c)).

Os factores predominantes, que influenciam o deslizamento, são a fraca resistência ao corte da argamassa e fraca aderência na interface argamassa/bloco. Para além disso, a existência de cargas verticais reduzidas em comparação com o carregamento horizontal, e deficientes condições de atrito nas juntas propiciam também este tipo de mecanismo (Matthews et al., 2007).

A rotura por corte com fissuração diagonal traduz-se em fendas diagonais, no centro do painel, que se propagam para os cantos, e traduz o mecanismo de colapso no plano mais frequente em paredes de alvenaria (Figura 2.5 (c)). Este modo de rotura ocorre, inicialmente, pela fissuração da argamassa de assentamento ao longo das zonas de compressão do painel de alvenaria, generalizando-se pelas mesmas à medida que o carregamento lateral aumenta. Em níveis altos de carregamento verifica-se o esmagamento dos blocos. Este tipo de rotura ocorre, em geral, em situações de carregamento vertical elevado quando comparado com as cargas laterais.

A resistência ao corte da argamassa, a aderência na interface argamassa/bloco, assim como a resistência à compressão dos blocos são factores que influenciam a ocorrência deste tipo de rotura.

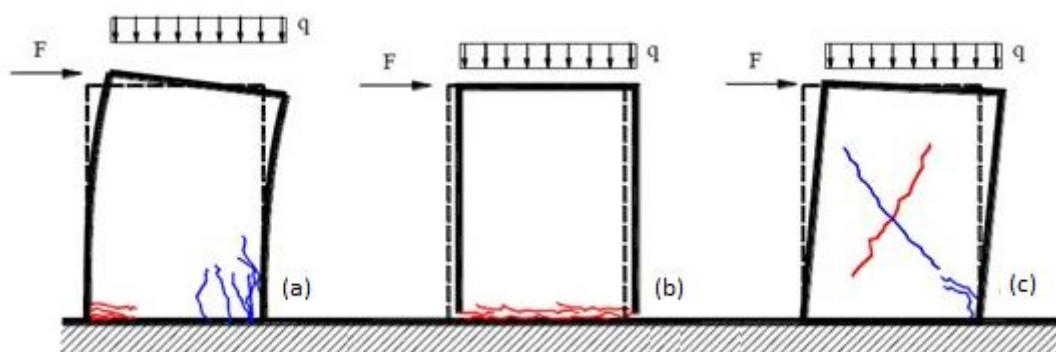


Figura 2.5: Esquema dos mecanismos de ruptura no plano de uma parede de alvenaria: (a) Ruptura por flexão-compressão; (b) Ruptura por corte com deslizamento; (c) Ruptura por corte com fissuração diagonal (Manual teórico do software 3DMacro, 2011).

Na realidade, é comum que estes modos de ruptura ocorram em simultâneo, facto que comprova a complexidade do comportamento estrutural de paredes em alvenaria (Figura 2.6).



Figura 2.6: Fendas que ocorreram num edifício de alvenaria de tijolo, após o sismo ocorrido no norte de Itália, 2012 (Penna, A. 2013).

Os mecanismos de ruptura fora do plano das paredes devem-se à deficiente ligação entre as paredes ortogonais exteriores e entre as mesmas com os pavimentos, o que conduz a fenómenos de derrubamento de parte ou totalidade da estrutura, e a fenómenos de flexão. Geralmente, quando esta ligação é eficiente, capaz de mobilizar um efeito conjunto, o modo de ruptura é associado aos mecanismos de ruptura no plano, referidos anteriormente, nomeadamente, à fendilhação por corte (Figura 2.7).

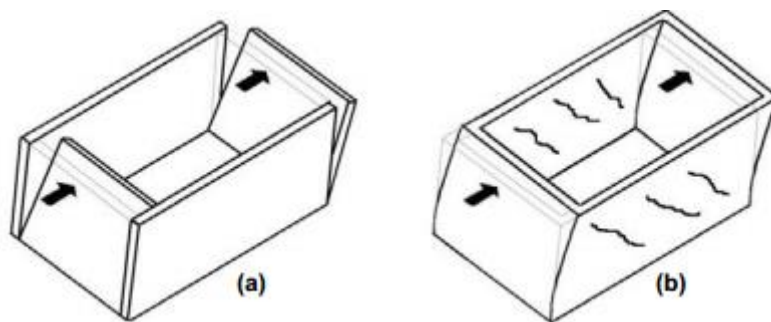


Figura 2.7: Esquema ilustrativo: (a) Danos para fora do plano da parede; (b) Danos no plano da parede devidos às ações horizontais (Carvalho e Oliveira, 1997).

Os mecanismos de rotura para fora do plano de paredes de alvenaria podem ser divididos em dois grupos distintos: mecanismos fora do plano em faixas verticais e mecanismos fora do plano em faixas horizontais (Munari, 2010). Os primeiros possuem um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento e os segundos um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento. A instabilidade lateral, ou encurvadura, é também um mecanismo que pode ocorrer fora do plano, como consequência de cargas verticais excessivas.

No que diz respeito à modelação de edifícios em alvenaria, é clara a noção de que os modelos numéricos desenvolvidos devem ser baseados em leis constitutivas e estratégias que simulem adequadamente cada um dos mecanismos de rotura referidos. Alguns desses modelos, serão abordados no Capítulo 4.

3. Métodos de análise não linear

3.1 Curva de Capacidade

No âmbito do estudo do comportamento das estruturas, inicialmente assumia-se que estas demonstravam um comportamento linear (Figura 3.1), sendo o objectivo desse estudo o cálculo dos valores extremos da resposta da estrutura, e não a evolução dessa resposta ao longo do tempo. Com a necessidade de conhecer a evolução da resposta de uma estrutura, em particular, quando sujeita à acção sísmica, as teorias de análise e os critérios de resistência para as construções registaram um grande desenvolvimento, nomeadamente no âmbito de análises que têm em conta o comportamento não linear das estruturas.

Do ponto de vista do comportamento material, a resposta de estruturas de alvenaria deve ser considerada não linear (Marques, R., 2012). Uma lei de comportamento não linear implica que, após um ramo inicial linear elástico (regime elástico) o material exiba uma fase de comportamento plástico. Na fase plástica o material tem a capacidade de suportar deformações superiores às que são suportadas na fase elástica linear e podem ocorrer deformações permanentes quando a estrutura é descarregada (Figura 3.1).

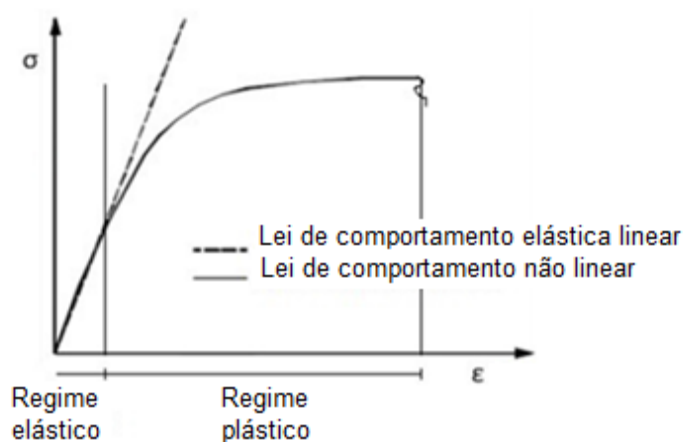


Figura 3.1: Lei de comportamento elástico linear e não linear.

No entanto, em Portugal, o dimensionamento de edifícios tem sido baseado em metodologias de análise local, essencialmente elásticas lineares, as quais subestimam significativamente a capacidade das estruturas em alvenaria (Lourenço et al., 2009). O desenvolvimento dos meios de cálculo, tem tornado acessível a um número cada vez maior de utilizadores a realização de análises não lineares, sendo que estas análises são as únicas que permitem simular convenientemente o comportamento de estruturas para determinados tipos de carregamento, fornecendo informação directa sobre o que se presume ser a resposta estrutural real.

A necessidade de considerar uma análise não linear no estudo do comportamento de estruturas em alvenaria é reconhecida desde os anos 70 pelos estudos de Tomažević (1978) e Braga e Dolce (1982). Após vários estudos na antiga Jugoslávia, e após a ocorrência do sismo de Skopje em 1963, é idealizado o primeiro método de análise estática não-linear para a avaliação da segurança de edifícios em alvenaria, o método POR (Tomažević, 1978). Este método permite explorar a ductilidade das estruturas de alvenaria, permitindo às paredes suportar o carregamento vertical mesmo que estejam substancialmente danificadas, face a um carregamento cíclico.

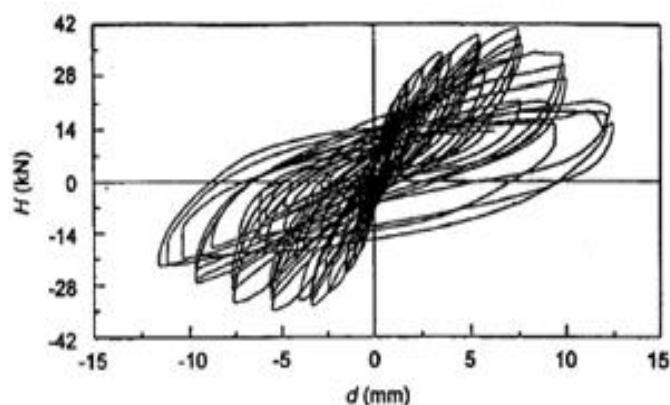


Figura 3.2: Relação força-deslocamento laterais, típica de uma parede de alvenaria, obtida por ensaios de resistência lateral cíclica (Tomažević, 2000).

As técnicas adoptadas pelo método POR assentam no pressuposto de “mecanismo de piso”, sendo que os elementos que discretizam a estrutura são considerados indeformáveis (Figura 3.3 (a)), para garantir a conexão entre as paredes e o piso, impedindo a rotação na extremidade das paredes. Esta aproximação permite analisar cada piso individualmente em relação às forças laterais.

A Figura 3.3 (b) mostra como é gerada a resposta global da estrutura. Numa primeira fase, é determinada a rigidez elástica correspondente ao primeiro tramo da curva de capacidade bilinear de cada um dos painéis pilar 1, 2 e 3, pertencentes ao mesmo piso. O limite da resposta elástica é dado pela activação de um modo de rotura (por flexão ou por corte) e o limite da resistência dos painéis-pilar corresponde ao patamar plástico, segundo a curva de capacidade bilinear para cada um dos painéis. A força resistente de um piso é calculada através de uma envolvente, resultante da soma das curvas associadas a cada painel-pilar, sendo este processo realizado piso a piso.

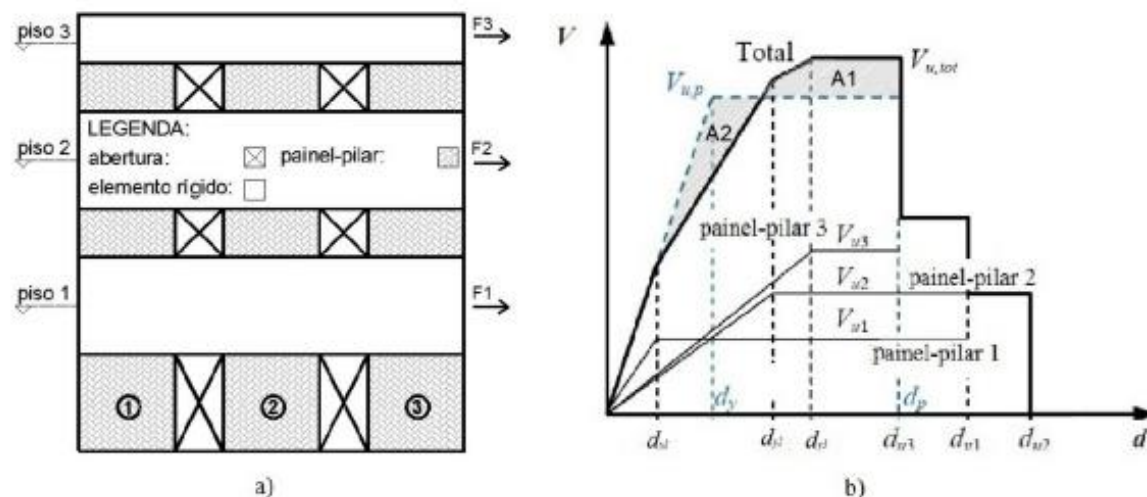


Figura 3.3: Método POR: a) Modelo geométrico; b) Idealização da resposta global por meio de uma curva de capacidade bilinear (Lourenço e Marques, 2012).

Embora o método POR tenha sido o primeiro que contempla a resposta não linear de estruturas de alvenaria, apresenta algumas limitações. Inicialmente, este método assumia que o principal mecanismo de colapso do edifício se caracterizava por uma rotura de corte diagonal nos nêmbos de um piso crítico (mecanismo de piso), baseado no facto de que os edifícios danificados por sismos apresentavam mecanismos por corte diagonal nos elementos verticais definidos entre as aberturas (Marques e Lourenço 2011). Uma observação mais abrangente de edifícios danificados por sismos evidenciaram a necessidade de considerar outros mecanismos de colapso para além do corte diagonal, como sejam a rotura por flexão composta e o corte por deslizamento. Apesar de terem sido colmatadas várias lacunas do método POR, nomeadamente a consideração de mecanismos de flexão e de corte com deslizamento, estes mecanismos de colapso não devem ser avaliados piso-a-piso, uma vez que vários estudos realizados tornaram evidente a necessidade de considerar a resposta global da estrutura (Lourenço et al., 2010).

Deste modo, a consideração do comportamento não linear de estruturas em alvenaria sofreu significativos avanços, e passaram a ser realizadas análises *pushover* para o estudo do comportamento sísmico de edifícios em alvenaria.

Um dos resultados da realização de uma análise *pushover* é a curva de capacidade da estrutura que permite estudar a resposta global da mesma, assim como avaliar a sua resposta para diferentes níveis de desempenho (Figura 3.4). Esta curva permite calcular a capacidade de deformação prevista para o edifício e fornece informações sobre a ductilidade, que escapa a uma análise linear. É importante referir que a curva de capacidade é uma propriedade intrínseca da estrutura e da forma como esta é carregada, e não a resposta da mesma face a uma dada solicitação externa.

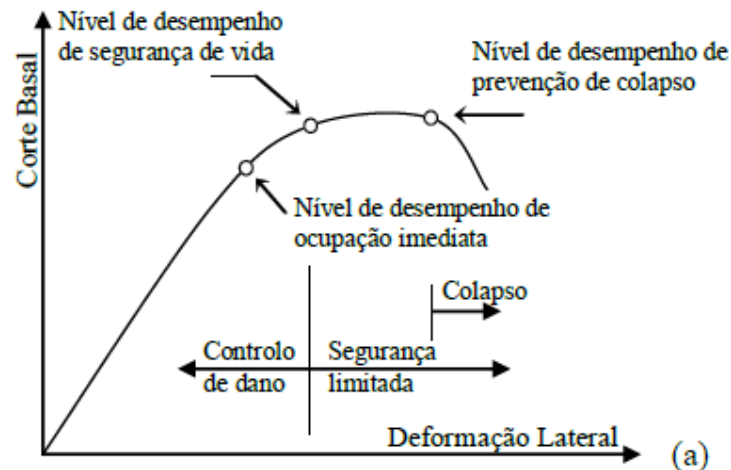


Figura 3.4: Identificação dos diferentes níveis de desempenho (Rodriguez e Rodriguez, 2000).

A curva de capacidade representa a relação entre a força de corte basal (esforço transversal na base da estrutura) e o deslocamento de um ponto de controlo. Este ponto de controlo deve ser escolhido de modo a representar adequadamente a resposta global da estrutura, e geralmente corresponde ao centro de massa no topo do edifício.

Esta curva é calculada aplicando sobre a estrutura um carregamento lateral estático incremental, distribuído ao longo da altura do edifício, que pode ser proporcional às massas de inércia (distribuição uniforme) ou proporcional aos diferentes modos de vibração da estrutura. O carregamento lateral é aplicado, passo a passo, com sucessivos aumentos de carga e o modelo estrutural é modificado, de modo a ter em conta a redução da rigidez dos elementos que cedem, através de uma redistribuição de forças, sendo determinado, sequencialmente, a cedência e colapso dos vários elementos, assim como a capacidade global da estrutura.

O carregamento lateral pode ser aplicado com controlo de força ou com controlo de deslocamento. O procedimento é feito por controlo de força quando o carregamento é conhecido e até ser atingido o nível máximo da capacidade de resistência. (Figura 3.5). Após atingido esse estado, a análise é realizada por controlo de deslocamento. Neste último caso, são feitos incrementos de deslocamento, a carga aplicada não é conhecida, e a sua intensidade aumenta ou diminui, conforme seja necessário, até que o deslocamento no ponto de controlo atinja um valor que corresponde ao colapso total da estrutura. Após atingido o colapso total da estrutura, obtém-se a curva de capacidade que permite o conhecimento da força de corte basal máxima e o deslocamento máximo atingido pela estrutura.

Para explicar os conceitos anteriormente referidos, dá-se o exemplo da curva de capacidade obtida para um pórtico de betão armado carregado lateralmente (Figura 3.5), onde é possível observar os diferentes níveis de desempenho da estrutura, assim como as fases de controlo de força e de deslocamento.

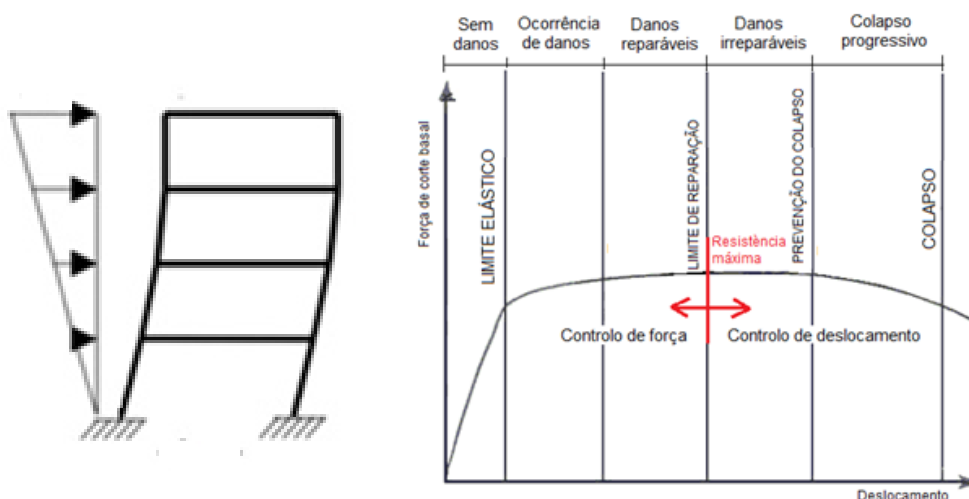


Figura 3.5: Curva de capacidade – Evolução do dano na estrutura.

A curva de capacidade é muito útil pois permite explorar os recursos inelásticos da estrutura, e identificar as regiões críticas, isto é, a formação de rótulas plásticas, onde se espera que as exigências de deformação sejam altas, pelo que se torna necessário fazer um estudo detalhado. Permite, ainda, comparar as exigências causadas por um sismo e a capacidade de deformação da estrutura, em termos de deslocamento, para efeitos da verificação de segurança.

A verificação da segurança sísmica pode ser realizada com recurso a diferentes métodos, nomeadamente, o método proposto pelo Eurocódigo 8 (EC8; Fajfar, P. e Gašperšič, P., 1996) segundo o qual, após obtidas as curvas de capacidade para cada um dos modos de vibração significativos da estrutura, é idealizada a representação de uma curva de capacidade bilinear correspondente a um sistema equivalente com um único grau de liberdade, para cada um dos modos de vibração. (Figura 3.6 (b)). A verificação da segurança da estrutura é efectuada comparando o valor do deslocamento exigido por uma dada solicitação ($d_{máx}$) com a capacidade de deslocamento da estrutura, obtida através da curva de capacidade ($d_{capacidade}$).

Assim, a verificação da segurança consiste num processo iterativo: assumindo um determinado valor da capacidade de deslocamento da estrutura, calcula-se o coeficiente de comportamento q , que tem em conta a resposta inelástica da estrutura, e que tipicamente, é obtido pela razão entre a força de corte basal elástica máxima $F_{el,máx}$ e a resistência F_y do sistema bilinear equivalente (Figura 3.8). Com base no valor deste coeficiente e com recurso ao espectro de cálculo elástico de resposta, representativo da acção sísmica, é determinado o deslocamento máximo exigido por esta acção e comparado com a capacidade de deslocamento da estrutura. Caso o valor do deslocamento máximo exigido pela solicitação seja menor ou igual à capacidade de deslocamento da estrutura, está verificada a segurança sísmica.

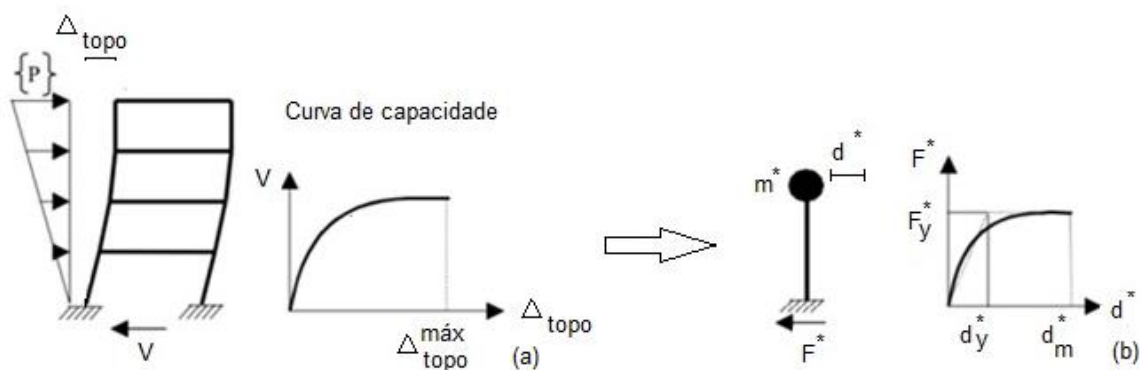


Figura 3.6: Definição da Curva Pushover: (a) Na estrutura; (b) No sistema equivalente de 1 GDL (Bento et al. 2004).

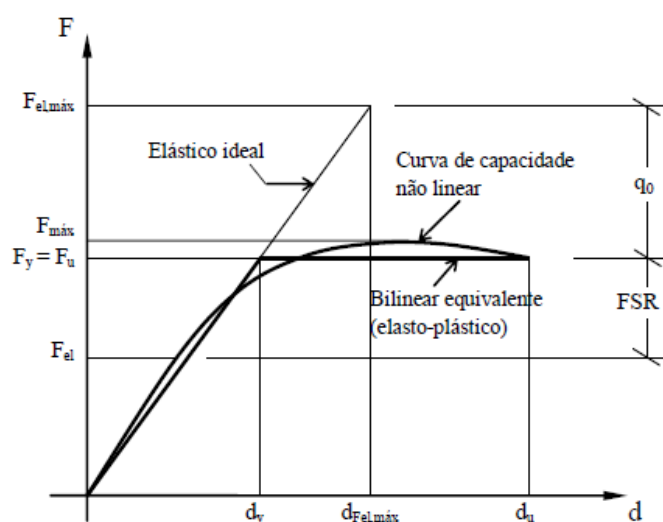


Figura 3.7: Determinação do coeficiente de comportamento q (Magenes e Morandi, 2008).

Como se pode observar, a curva de capacidade permite obter informações importantes para a previsão do comportamento de estruturas complexas, como é o caso das estruturas em alvenaria e pode revelar-se bastante útil no sentido de melhorar a resposta sísmica de uma estrutura. A análise não linear traduz-se num processo incremental-iterativo que pode requerer um elevado esforço computacional, quando aplicada a estruturas com muitos graus-de-liberdade. No entanto, os modelos de macro-elementos implementados nos diversos *softwares* que auxiliam a realização de análises não lineares, ao reduzir significativamente o número de graus-de-liberdade, e consequentemente o esforço computacional, revelam-se bastante atractivos no uso deste tipo de análise.

4. Modelação de paredes de alvenaria

A modelação numérica de uma estrutura pretende simular a resposta da mesma ao conjunto de solicitações a que esta está sujeita. Num modelo numérico, estas solicitações podem ser traduzidas por esforços, deslocamentos, deformações ou tensões, e a resposta da estrutura dependerá das características dos materiais que a constituem, a ligação entre os mesmos assim como a ligação da estrutura com o exterior.

No que diz respeito a estruturas de alvenaria, a caracterização de um modelo numérico que a represente adequada e completamente é um tema bastante complexo, rodeado de inúmeros factores de incerteza e onde são colocados importantes desafios que se prendem, essencialmente, com a complexidade da sua geometria e pormenores construtivos, desconhecimento das técnicas construtivas utilizadas, propriedades dos materiais que as compõem, entre outros factores, já referidos anteriormente. Neste sentido tem sido crescente o esforço para reunir conhecimento relativamente ao comportamento da alvenaria, nomeadamente, em desenvolver métodos e modelos numéricos que o descrevam de forma próxima à realidade, e que simulem, de forma adequada, o seu comportamento face à acção sísmica.

Para a análise numérica do comportamento de estruturas já existem, hoje em dia, inúmeros métodos e ferramentas computacionais, que se apoiam em diferentes técnicas e estratégias, que permitem simular a resposta estrutural de materiais complexos, como a alvenaria. Estes modelos fornecem resultados relativamente ao comportamento da estrutura, com destaque para os mecanismos de dano que ocorrem durante o processo de carregamento.

Como já foi referido, a alvenaria apresenta propriedades distintas nas diferentes direcções, estando este facto normalmente relacionado com as juntas, que representam planos de fraqueza. A representação numérica de paredes em alvenaria pode ser feita a partir da modelação dos diferentes componentes (unidades e argamassa) ou considerando a parede de alvenaria como um compósito. Assim sendo, podem considerar-se dois tipos de modelação: a micro-modelação e macro-modelação (Figura 4.1).

Dentro da micro-modelação podem destacar-se os modelos detalhados e os modelos simplificados. Os micro-modelos detalhados são mais exigentes e requerem um esforço computacional elevado uma vez que tanto os blocos de alvenaria como as juntas de argamassa e as interfaces entre estes elementos são discretizados (Figura 4.1 (b)). Nos micro-modelos simplificados as interfaces e a argamassa são modelados no mesmo elemento de junta e os blocos são representados com geometria expandida (Figura 4.1 (c)). A micro-modelação é normalmente usada na modelação e análise de estruturas de betão armado ou em grandes volumes de betão, tendo apresentado nesses campos de aplicação bons resultados (Faria et al, 2004). Conhecem-se no entanto algumas limitações quando se trata de modelar estruturas de alvenaria uma vez que estes modelos tendem a sobrevalorizar o dano

(Sousa, 2009), sendo, por isso, mais apelativo o uso de macro-elementos na análise deste tipo de estruturas, pela sua simplicidade e obtenção de resultados satisfatórios.

A macro-modelação recorre à representação de partes inteiras da estrutura como paredes ou elementos-barra (macro-elementos). O comportamento não-linear é definido, para cada macro-elemento, através de leis constitutivas estabelecidas em termos de forças e deformações generalizadas. No que diz respeito a estruturas em alvenaria, a macro-modelação inclui simplificações baseadas na compreensão do comportamento dos painéis de alvenaria, sendo este comportamento tratado como parte do sistema, permitindo traduzir os mecanismos de rotura no plano que se dão em estruturas de alvenarias após a ocorrência de um sismo. Os macro-modelos permitem simular o comportamento global da alvenaria, onde as unidades, argamassa e interfaces são representadas como um só elemento contínuo, fictício e equivalente (Figura 4.1 (d)), sendo o comportamento global da alvenaria representado por um compósito homogéneo e isotrópico.

As hipóteses consideradas na macro-modelação, que permitem considerar a alvenaria de tijolo como um compósito homogéneo, devem reflectir uma aproximação aceitável do comportamento real da estrutura para obter resultados fidedignos.

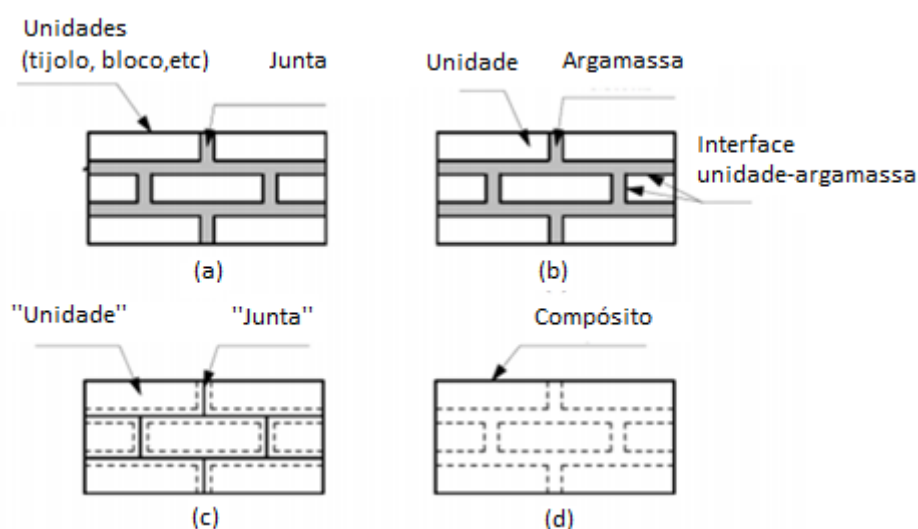


Figura 4.1: Estratégia de modelação: (a) Parede de alvenaria; (b) Micro-modelo detalhado; (c) Micro-modelo simplificado; (d) Macro-modelo (Lourenço, 1996).

A grande maioria dos macro-modelos desenvolvidos no âmbito do estudo do comportamento de estruturas em alvenaria, adoptaram algumas das hipóteses do método POR, especialmente no que diz respeito à discretização das paredes em painéis (macro-elementos) e a consideração para estes de uma resposta elasto-plástica. Se por um lado o método POR se trata de um método de análise que simplifica drasticamente o comportamento dos materiais, por outro lado, este método foi revolucionário ao considerar uma resposta não linear.

Com o objectivo de desenvolver métodos mais evoluídos foram realizadas diversas e extensas campanhas experimentais de forma a clarificar as bases teóricas necessárias a considerar para a modelação numérica de estruturas de alvenaria, nomeadamente em Itália, como é o caso da campanha experimental realizada na Universidade de Pavia por Magenes e Calvi (1995) e na Universidade de Génova, por Galasco e Lagomarsino (Galasco et al. 2004, Lagomarsino et al. 2009).

4.1 Método TreMuri

O método desenvolvido na Universidade de Génova (Galasco et al. 2004, Lagomarsino et al. 2012), mais conhecido pelo Método TreMuri, implementado no *software* de cálculo TreMuri, consiste na discretização de uma parede de alvenaria numa estrutura equivalente constituída por macro-elementos deformáveis e rígidos. Os macro-elementos deformáveis são de dois tipos: painéis-pilar (elementos verticais) e vigas-lintel (elementos horizontais), nos quais são concentrados os danos que podem ocorrer por efeito da actuação de acções como o peso próprio, sobrecarga ou acção sísmica (Figura 4.2). Os macro-elementos rígidos representam as porções de alvenaria não danificadas e são responsáveis por transferir as variáveis estáticas e cinemáticas entre os elementos deformáveis (Galasco et al., 2004), estando confinados entre estes elementos.

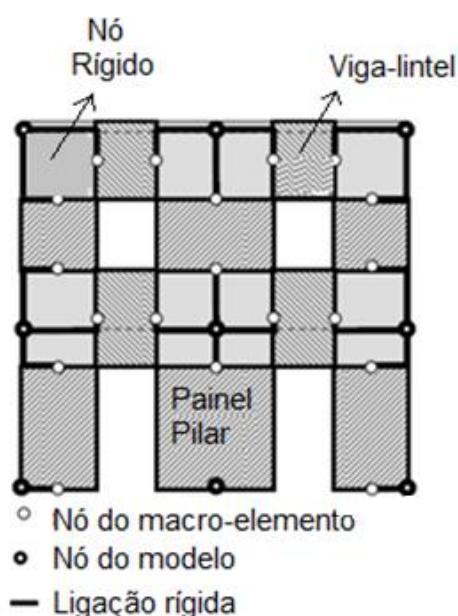


Figura 4.2: Método TreMuri: discretização da parede (Vasconcelos,G., 2012).

O macro-modelo que constituiu o método TreMuri é representado por um painel de largura b , espessura s , dividido em três partes: as camadas inferior e superior (1) e (3) de espessura infinitesimal Δ , onde os efeitos de flexão estão concentrados, mas onde não é permitida a deformação por corte, e

a parte central (2) que sofre deformações por corte, mas que por outro lado, não exibe deformação axial e por flexão (Figura 4.3).

Desta forma, a abertura da fenda que provoca o derrubamento é potenciada nas extremidades do elemento, enquanto na parte central ocorrem deformações inelásticas e dano por corte.

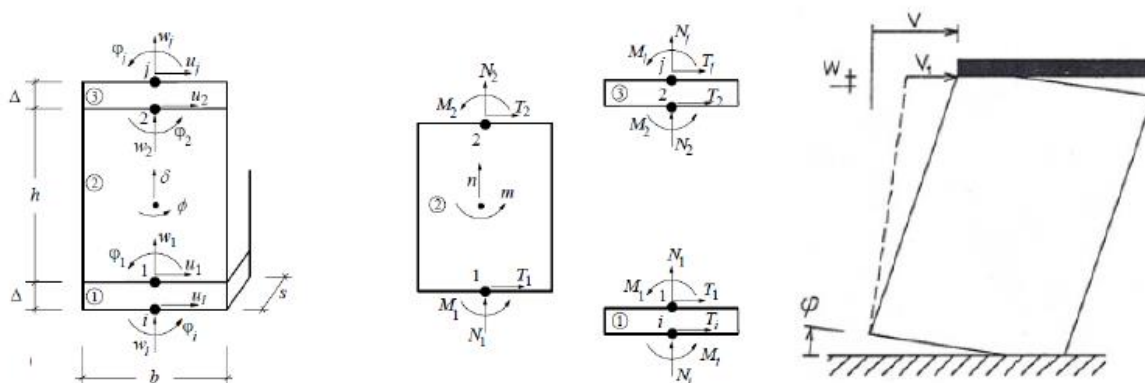


Figura 4.3: Modelo TreMuri: Cinemática do macro-elemento isolado (Gamberotta e Lagormasino, 1996).

Esta abordagem é baseada na observação dos danos nas paredes em alvenaria, provocados pela ocorrência de sismos, e no estudo dos mecanismos de colapso típicos de paredes em alvenaria, uma vez que o modelo concentra os diferentes tipo de dano nas zonas da parede onde normalmente ocorrem (Capítulo 2.2).



Figura 4.4: Danos ocorridos nos elementos que discretizam a estrutura (Penna, A. 2013).

Foram realizados diversos estudos com base nesta metodologia, com o objectivo de validar a utilização do *software* TreMuri, onde este modelo está implementado, para o estudo do comportamento sísmico de edifícios em alvenaria. Como exemplo, os autores Sergio Lagomarsino, Andrea Penna e Alessandro Galasco (Lagomarsino et al., 2009), simularam numericamente alguns casos de estudo populares no âmbito das construções em alvenaria, nomeadamente, um edifício de uma vila em Itália, instrumentado no Observatório Estrutural Sísmico (OSS) no programa do Departamento de Protecção Civil Italiano, e uma das paredes do protótipo de um edifício de dois andares, testado na Universidade de Pavia (Magenes et al., 1995), mais conhecida por “*Door-Wall*”.

Foram realizadas análises *pushover*, para cada um dos casos de estudo, aplicando um carregamento estático lateral incremental com controlo de força e deslocamento, que simulam as forças sísmicas, sob a acção de um padrão de carregamento vertical fixo. Os resultados obtidos pelos autores, em termos da curva de capacidade de ambas as estruturas, estão em concordância com os resultados obtidos experimentalmente, validando a utilização do modelo proposto para a análise da resposta sísmica de edifícios em alvenaria.

4.2 Método SAM

O modelo desenvolvido na Universidade de Pavia, mais conhecido por Método SAM (*Simplified Analysis of Masonry buildings*), foi desenvolvido por Magenes e Calvi (1996) e mais tarde modificado por Magenes e Della Fontana (1998), para a análise estática não-linear de paredes no plano.

Considerando uma parede em alvenaria, carregada lateralmente no seu plano por forças horizontais, se a geometria das aberturas for suficientemente regular, é possível idealizar a parede através de um pórtico equivalente, constituído por elementos de barra, sujeito a forças horizontais (Figura 4.5). Os elementos-barra (Figura 4.5 (c)) são constituídos por elementos infinitamente rígidos nas extremidades, e por elementos deformáveis, que efectuem a ligação entre os nós rígidos. Os elementos deformáveis são de dois tipos: painéis-pilar, no caso de elementos verticais e vigas-lintel, no caso de elementos horizontais, como mostra a Figura 4.5, e são modelados com base num comportamento elasto-plástico, nos quais a passagem do regime elástico para o plástico é determinada por critérios de rotura por corte ou por flexão.

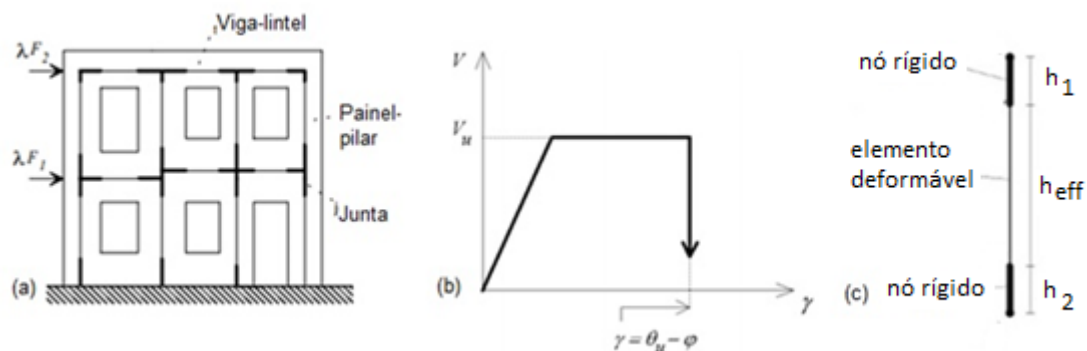


Figura 4.5: Método SAM: (a) Idealização do modelo equivalente de uma parede de alvenaria; (b) Idealização do comportamento não linear de um painel-pilar, rompendo por corte; (c) Elemento-barra (Magenes, 2000).

O método SAM serviu de inspiração a vários modelos implementados do mesmo tipo, em que se empregam elementos de barra, como por exemplo, Kappos et al. (2002), Salonikios et al. (2003), Roca et al. (2005), Plasticier et al. (2008) e Sabatino e Rizzano (2011).

4.3 Método de Sabatino e Rizzano

Sabatino e Rizzano (2011) apresentaram uma contribuição para a análise sísmica de edifícios em alvenaria propondo o código computacional FREMA (*Frame Equivalente Masonry Analysis*), dedicado à análise estática não-linear 2D, de paredes em alvenaria. Esta abordagem é baseada na suposição de que uma parede de alvenaria (com aberturas) pode ser considerada como um conjunto de elementos verticais e horizontais conectados por nós rígidos.

Na maioria dos modelos equivalentes propostos, alguns dos quais já referidos, o comportamento não linear dos elementos verticais é assegurado por uma abordagem de plasticidade concentrada, isto é, são inseridas rótulas plásticas em ambas as extremidades e nos pontos médios dos elementos.

No trabalho realizado por Rizzano e Sabatino, a não linearidade dos elementos é caracterizada de forma diferente: cada elemento, vertical e horizontal, é dividido num dado número de porções secções transversais homogêneas. As forças e deslocamentos são monitorizados no centróide de cada porção homogênea. O comportamento global do elemento é obtido através de combinações adequadas da contribuição de cada uma das porções, cada uma caracterizada pelas respectivas leis constitutivas não lineares. Esta aproximação enquadra-se no método de discretização de fibras, sendo a sua aplicação uma inovação do âmbito dos modelos equivalentes.

A estratégia de modelação adoptada pelos autores foi aplicada em diversos casos de estudo populares na literatura. Em particular, a “Door-Wall” do edifício de Pavia e o “Projecto de Catânia”,

foram estudados através da realização de análises não lineares, com recurso ao método apresentado pelos autores, e as soluções obtidas foram comparadas com os resultados experimentais, assim como com outras soluções obtidas por diversos métodos de modelação numérica, nomeadamente os já descritos métodos TreMuri e SAM (Figura 4.6).

Os resultados obtidos revelaram-se bastante satisfatórios, garantindo a confiança na utilização do modelo proposto por Sabatino e Rizzano, para a avaliação sísmica de paredes em alvenaria (Sabatino e Rizzano, 2011).

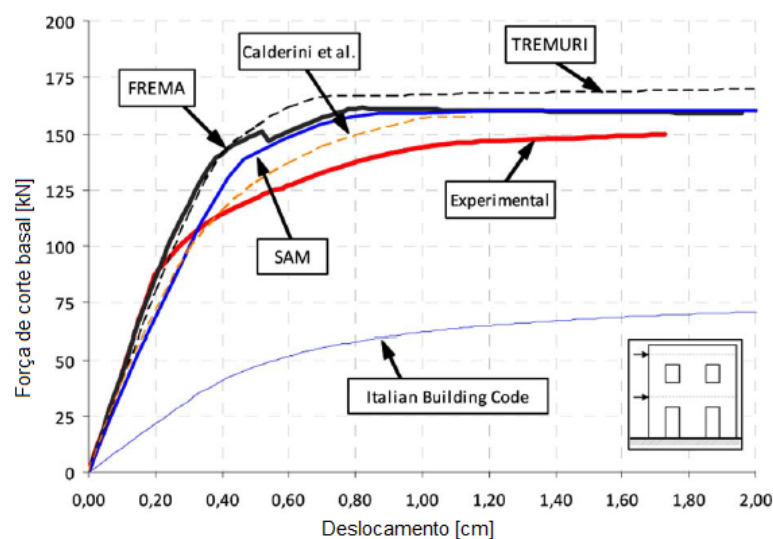


Figura 4.6: Curvas de Capacidade obtidas pelos diferentes métodos, para o caso de estudo da “Door-Wall” (Sabatino e Rizzano, 2011).

Recentemente, Calì et al. (2012) e Vanin e Foraboschi (2009) identificaram algumas limitações no uso de macro-elementos do tipo barra, nomeadamente a deficiente interacção entre macro-elementos.

4.4 Método de Vanin e Foraboschi

O macro-elemento proposto por Vanin e Foraboschi (2009), é constituído por um conjunto de escoras e tirantes, posicionados de forma a simular os mecanismos de colapso por flexão e corte diagonal (Figura 4.7). Os tirantes vão sendo eliminados à medida que o seu limite de deformação é atingido até que ocorra um mecanismo de corpo rígido. A sua aplicação é baseada na aplicação do teorema de limite inferior usado na análise limite e a resposta do painel é obtida, determinando em cada passo, pelo Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), a força associada ao deslocamento no topo em correspondência com a deformação elástica das escoras/tirantes.

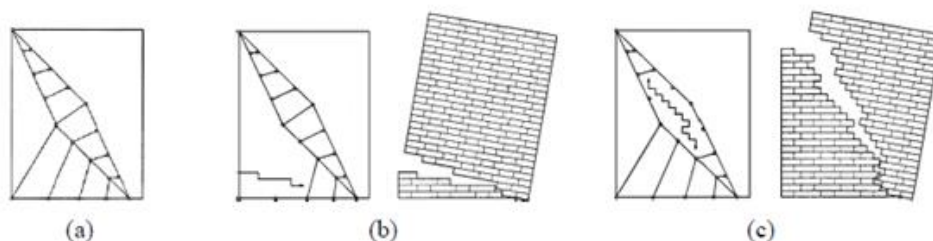


Figura 4.7: Macro elemento de escoras e tirantes: (a) modos de colapso por (b) flexão e (c) corte diagonal (Vanin e Foraboschi, 2009).

4.5 Método de Akhaveissy

Um modelo constitutivo alternativo, que permite determinar a resistência ao corte de paredes em alvenaria não reforçadas, foi apresentado por Ahkaveissy (Ahkaveissy, 2012). Neste modelo assume-se que o material deformável pode estar em dois ou mais estados de referência. A passagem entre os estados de referência é realizada de forma contínua, de acordo com o estado de solicitação mecânica e térmica e é provocada por transformações ao nível micro-estrutural. Este modelo constitutivo permite caracterizar deformações elásticas, plásticas e devido à fluência, fendas que conduzem ao colapso, degradação ou amolecimento, e endurecimento.

4.6 Modelação escolhida

4.6.1 Método de Calìo

O *software* de análise estrutural escolhido para o desenvolvimento deste trabalho foi o 3DMacro (Calìo et al., 2004). Esta ferramenta de cálculo tem como função a análise estrutural e a verificação de segurança para edifícios de alvenaria, simples ou mistos (alvenaria/betão armado/aço/madeira). Este modelo foi desenvolvido por Calìo et al. (2004) na Universidade de Catânia e existem diversos estudos que permitem a validação do modelo, através da comparação com outros métodos numéricos e com ensaios experimentais (Calìo et al., 2005; 2008; 2010). Posteriormente, o Grupo de Sismica da mesma universidade foi o responsável pelo desenvolvimento da interface gráfica do programa e a sua comercialização.

O modelo proposto por Calìo pode ser inserido no contexto dos macro-modelos, e foi inicialmente desenvolvido com o objectivo de simular o comportamento não linear de paredes de alvenaria carregadas no seu plano, não tendo em conta o comportamento da mesma fora do plano. De modo a ultrapassar esta limitação significativa, o macro-elemento foi actualizado com a consideração de uma terceira dimensão, através da introdução dos graus de liberdade necessários, que permitissem descrever a cinemática das paredes fora do plano (Calìo et al., 2012). Embora a introdução destes

graus de liberdade, implique uma maior carga computacional, o aumento da complexidade do modelo é compensado pelo facto de que, quer os mecanismos que ocorrem no plano quer fora do mesmo, são considerados num único modelo.

O macro-elemento (Caliò, 2005) consiste num quadrilátero rotulado com lados rígidos, com duas molas diagonais cruzadas que unem os vértices opostos, e que simulam o comportamento da alvenaria ao corte (Figura 4.7). Os lados rígidos interagem com os lados dos outros elementos, mediante uma interface discreta com resistência à tracção limitada, através da introdução de várias molas perpendiculares às arestas do elemento, paralelas entre si (interface), que avaliam o comportamento à flexão do painel, através da introdução de forças de tracção ou compressão nas molas (Figura 4.8 (a)). Paralelamente às arestas, é ainda introduzida uma mola, capaz de representar o colapso da parede devido ao deslizamento entre as interfaces, como mostra a Figura 4.8 (b).

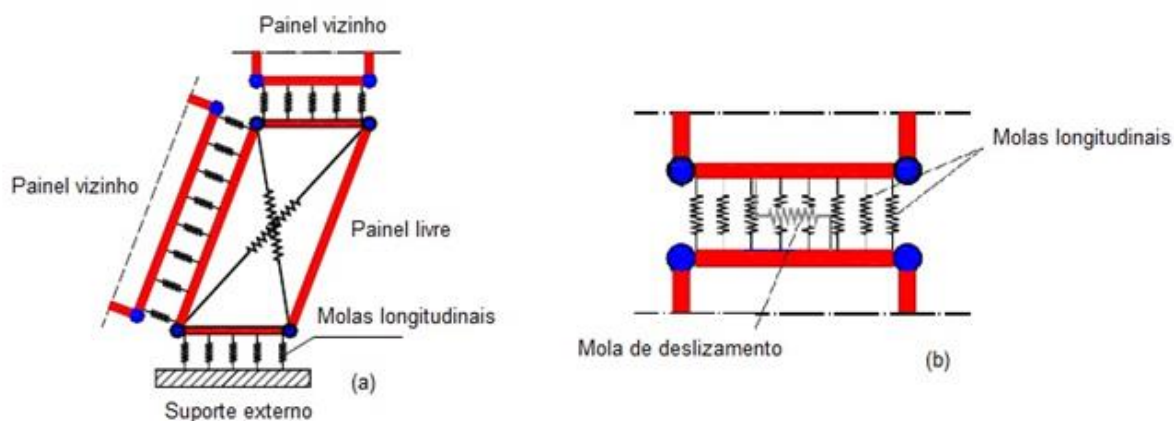


Figura 4.8: Modelo 3DMacro: (a) Interação entre um painel de alvenaria e os painéis vizinhos através de molas longitudinais na interface; (b) Mola de deslizamento na interface (Manual teórico do software 3DMacro, 2011).

Deste modo, o modelo pode ser dividido em dois elementos principais: um painel constituído por um quadrilátero articulado, e um elemento de interface, constituído por um conjunto de molas que pretende representar a interação não linear entre os quadriláteros adjacentes (Figura 4.9). O modelo prevê a presença de uma interface sempre que um painel tem um lado ou parte dele em comum com outro painel ou com um suporte externo, permitindo assim modelar edifícios com formas irregulares.

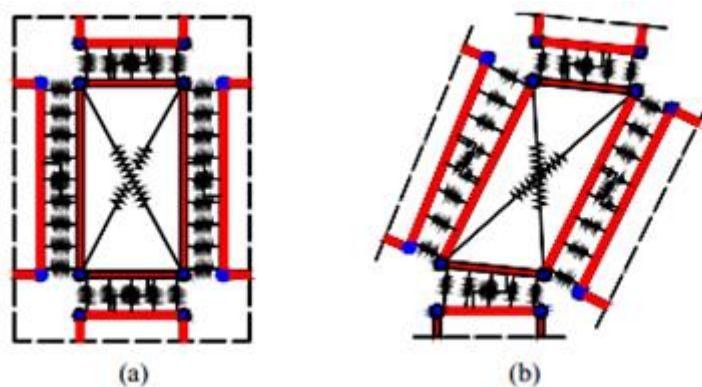


Figura 4.9: Modelo do elemento discreto no plano: (a) Configuração indeformada; (b) Configuração deformada (Manual teórico do software 3DMacro, 2011).

Um aspecto original do modelo proposto é o facto de o painel poder interagir com os restantes painéis ou elementos ao longo do seu perímetro. Este aspecto é uma grande vantagem na realização de uma malha de vários macro-elementos e pode ser muito útil para uma simulação mais detalhada dos mecanismos de colapso típicos de painéis de alvenaria (Figura 4.10).

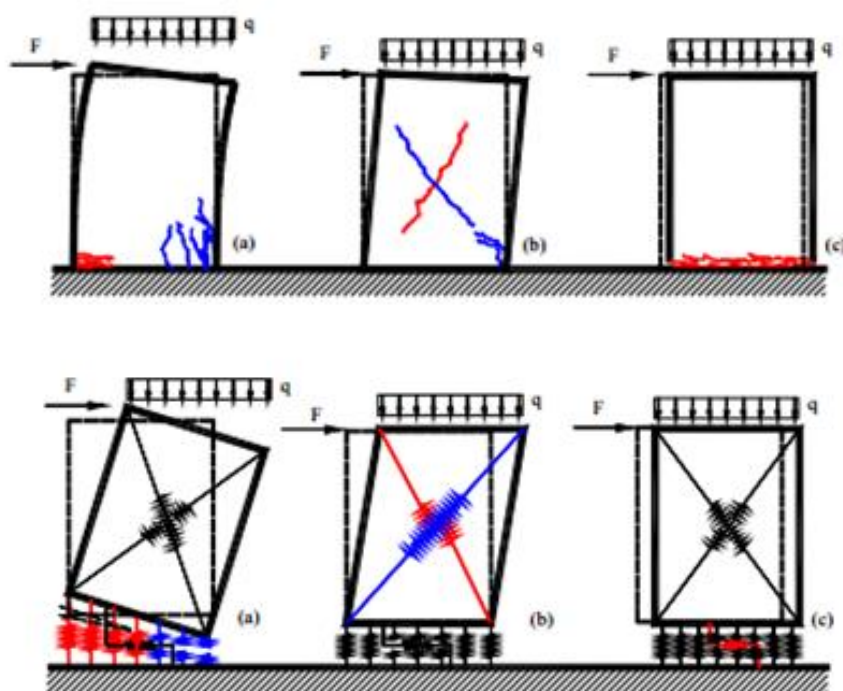


Figura 4.10: Principais mecanismos de rotura no plano de um painel de alvenaria: (a) Por flexão; (b) Por corte com fissuração diagonal; (c) Por deslizamento (Manual teórico do software 3DMacro, 2011).

4.6.1.1 Comportamento à flexão-compressão

A lei de material para a resposta por flexão composta (Figura 4.11 (a)) é associada a um comportamento do tipo esmagamento, se a rotura ocorre por compressão, através da plastificação das molas comprimidas, incapacitando o material de resistir tanto à tracção como à compressão; ou a um comportamento do tipo fendilhado, se a rotura ocorre por tracção, através da rotura das molas traccionadas, impossibilitando o material de resistir à tracção mas mantendo a resistência à compressão (Figura 4.11 (b)).

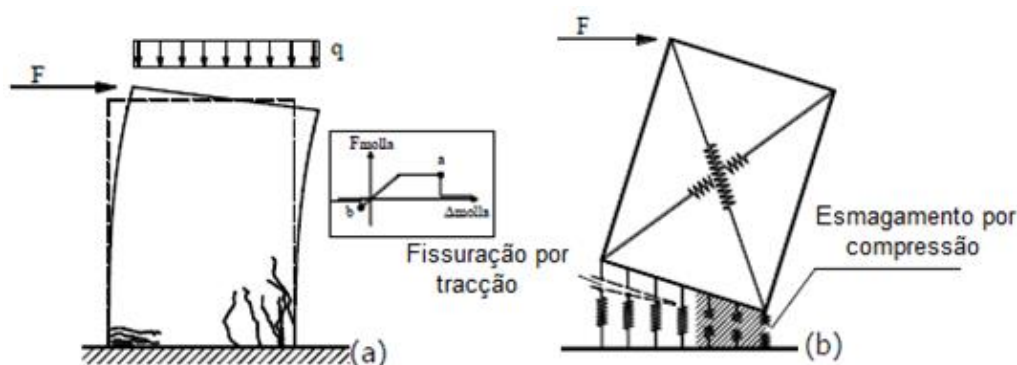


Figura 4.11: Comportamento à flexão: (a) Lei constitutiva elasto-plástica; (b) Comportamento à flexão das molas longitudinais (Manual teórico do software 3DMacro).

Uma vez que as molas transversais de interface concentram a deformabilidade axial e de flexão, as propriedades mecânicas destas molas devem ser obtidas a partir das características da alvenaria de ambos os painéis em contacto, mediante a interface. A equivalência entre a parede e o modelo equivalente implementado no programa, depende da calibração, sendo esta baseada nos principais parâmetros mecânicos que caracterizam a alvenaria, de acordo com um modelo homogéneo e ortotrópico.

O procedimento responsável pela transferência das propriedades dos painéis de alvenaria para a interface consiste em duas fases. Numa primeira fase, as características de deformabilidade de cada porção (ou tira), são simuladas por uma mola. Quando os dois painéis são justapostos, é criado um sistema de duas molas em série, cada uma das quais faz parte de cada um dos painéis em contacto. Numa segunda fase, e de acordo com as propriedades mecânicas de cada painel em contacto, é determinada uma mola equivalente, que representa a mola da interface, como mostra a Figura 4.12.

A tira de alvenaria é identificada pela área de influência da mola e a meia dimensão do painel ($L/2$) na direcção perpendicular à interface. A secção transversal dessa tira é, portanto, definida pelas distâncias longitudinal e transversal (λ e λ_t) (Figura 4.12).

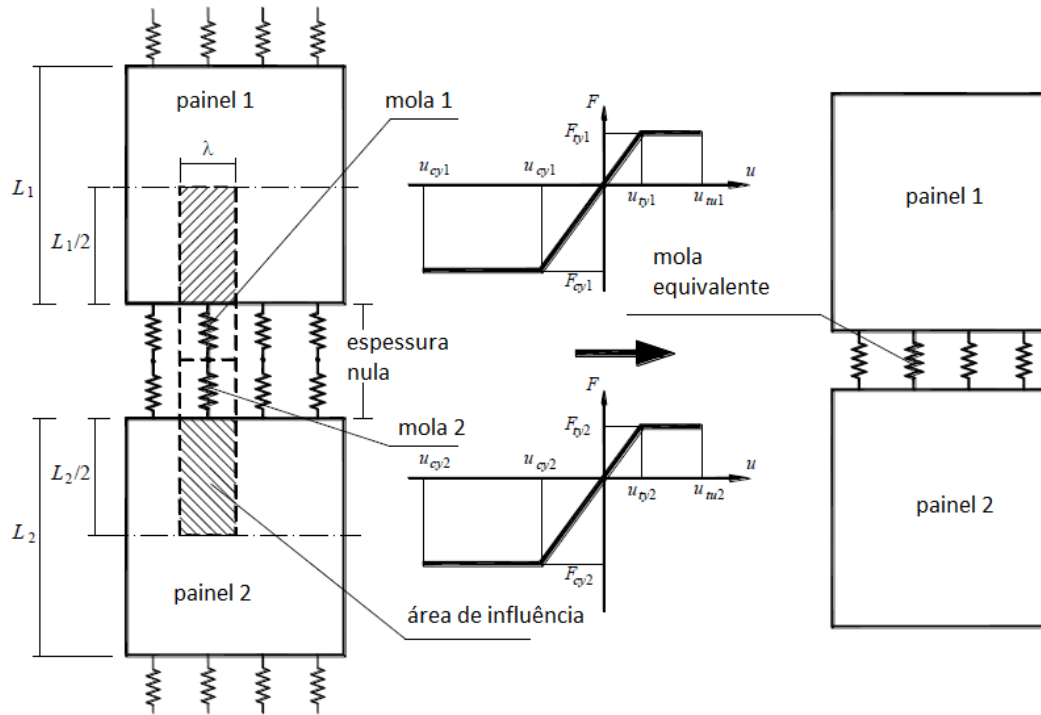


Figura 4.12: Discretização com molas de interface para simular a interação entre painéis de alvenaria (Caliò et al., 2004).

A primeira fase, em que as características de cada painel estão concentradas em molas dispostas perpendicularmente ao longo do seu lado (k_p), ocorre impondo a equivalência, em termos de deslocamentos, entre o modelo discreto sujeito a uma carga monoaxial (F) actuando perpendicularmente à interface (Figura 4.12 (b)) e uma porção de alvenaria, homogénea, com módulo de elasticidade E , sujeito a uma tensão uniforme $p = \frac{N}{A}$, onde A representa a secção transversal do painel (Figura 4.13 (a)).

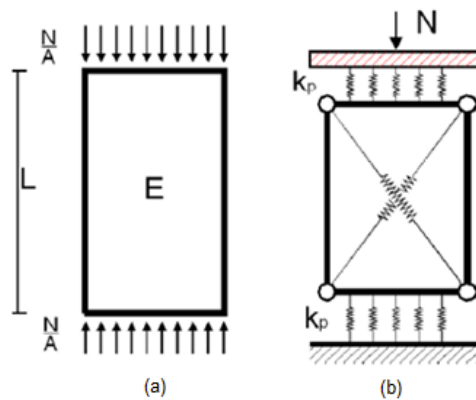


Figura 4.13: Equivalência entre o modelo contínuo e o modelo discreto para a determinação da rigidez das molas (k_p) (Manual teórico do *software* 3DMacro, 2011).

A obtenção das características de cada mola pode ser feita com referência à tira de alvenaria, igualando a rigidez axial fornecida pelo modelo contínuo a cada uma das molas dispostas em série no modelo discreto, através da seguinte expressão, sendo E o módulo de elasticidade na direcção considerada.

$$k_p = 2 \cdot \frac{E \cdot \lambda \cdot \lambda_t}{L} \quad (4.1)$$

A partir das resistências de compressão e tracção da alvenaria na direcção considerada, as respectivas forças últimas nas molas, correspondem a assumir uma distribuição de tensão uniforme correspondente à área de influência da mola, e podem ser obtidas através das seguintes expressões:

$$F_{cu}^p = \lambda \cdot \lambda_t \cdot \sigma_c \quad (4.2)$$

$$F_{tu}^p = \lambda \cdot \lambda_t \cdot \sigma_t \quad (4.3)$$

Os deslocamentos últimos correspondentes U_{cu} e U_{tu} , derivam do conhecimento das propriedades mecânicas da alvenaria, sendo ε_{cu} e ε_{tu} as deformações ultimas de compressão e tracção, como descrito a seguir:

$$U_{cu} = \frac{L}{2} \cdot \varepsilon_{cu} \quad (4.4)$$

$$U_{tu} = \frac{L}{2} \cdot \varepsilon_{tu} \quad (4.5)$$

Cada par de molas em série pode ser substituído por uma única mola elasto-plástica não-linear, com rigidez adequada, calculada pela seguinte expressão:

$$K = \frac{K_{p1} \cdot K_{p2}}{K_{p1} + K_{p2}} \quad (4.6)$$

A força última da mola resultante é dada por uma média entre as forças de cada mola em série e os deslocamentos últimos de compressão e tracção da mola resultante, sendo obtida somando o deslocamento último da mola com menor resistência (a que plastifica primeiro) com o deslocamento elástico da outra mola em série,

$$U_{cu} = \frac{L}{2} \cdot \varepsilon_{cu}^{min} + \frac{F_{cy}^{min}}{k^{Fmáx}} \quad (4.7)$$

$$U_{tu} = \frac{L}{2} \cdot \varepsilon_{tu}^{min} + \frac{F_{ty}^{min}}{k^{Fmáx}} \quad (4.8)$$

onde, ε_{cu} e ε_{tu} são as deformações últimas de compressão e tracção em relação ao painel que possui a mola com a menor força última, sendo $k^{Fmáx}$ a rigidez da mola de extremidade relativa ao painel que possui a mola com maior força última.

Quando o deslocamento máximo da mola em compressão é atingido, esta mola é removida do modelo, e a reacção dessa mola é aplicada como uma força externa no painel correspondente. Por outro lado, quando o deslocamento limite de tracção é atingido, e embora a reacção seja aplicada ao painel como força externa, a mola não é removida, uma vez que poderá ser capaz de suportar cargas de compressão novamente.

4.6.1.2 Comportamento ao corte com fissuração diagonal

O mecanismo de corte por fissuração diagonal é caracterizado pela criação de fendas diagonais que se geram na parte central do painel, e se propagam para os cantos, sendo simulado pelas molas diagonais que unem os vértices (Figura 4.14).

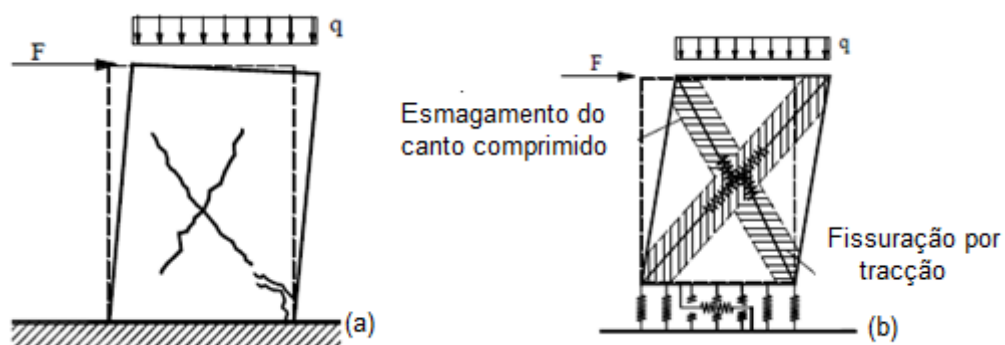


Figura 4.14: (a) Mecanismos de colapso por fissuração diagonal; (b) Modelo discreto (molas diagonais) (Manual teórico do software 3DMacro).

A rotura por corte diagonal representa o mecanismo mais comum em paredes de alvenaria quando sujeitas à acção sísmica. Vários critérios têm sido adoptados para representar a resistência ao corte, dependendo fortemente da compressão vertical a que a parede está sujeita.

O programa propõe a adopção de duas hipóteses que conduzem virtualmente aos mesmos resultados: o critério de Mohr-Coulomb e o critério de Turnsek and Cacovic. Neste trabalho será apenas abordado o critério de Mohr-Coulomb, uma vez que foi o adoptado no cálculo da resistência ao corte para efeitos da modelação numérica.

O critério de cedência, definido segundo o critério de Mohr-Coulomb, admite a seguinte expressão, para o cálculo da resistência ao corte:

$$f_v = f_{vo} + \mu_c \cdot \sigma_m \quad (4.9)$$

Com:

f_{vo} - Tensão de corte sob compressão nula, definida através de testes experimentais;

μ - Coeficiente de atrito, a ser definido por testes experimentais;

σ_m - Estado de tensão de compressão do elemento.

Em ambos os critérios referidos, a resistência ao corte (T_u) considera uma distribuição uniforme de tensões de corte em toda a área transversal do painel (A_t), sendo obtida multiplicando a tensão de corte última pela área A_t ,

$$T_u(P) = \tau_u(p) \cdot A_t \quad (4.10)$$

com p e P , respectivamente, a tensão média e o esforço de compressão a que está sujeito o painel (Figura 4.15).

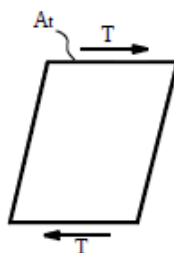


Figura 4.15: Painel sujeito a uma força de corte (Manual teórico do *software* 3DMacro).

Os valores a adoptar para as tensões últimas de corte, utilizadas para o cálculo do esforço último de corte, dependem do critério de cedência adoptado.

Os parâmetros mecânicos das molas são determinados em função das características da alvenaria, impondo uma equivalência, em termos de deslocamentos, entre o painel, visto como um elemento contínuo elástico homogéneo, e o modelo discreto equivalente, composto pelo quadrilátero articulado e as molas diagonais, ambos sujeitos a uma tensão de corte puro, como mostra a Figura 4.16.

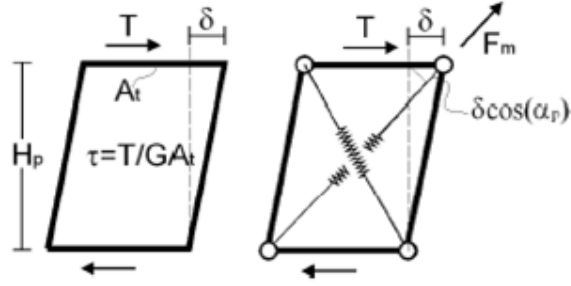


Figura 4.16: Deformação por corte com fissuração diagonal no sistema contínuo e discreto.

A relação entre a força de corte T , e o deslocamento horizontal no topo δ , no modelo contínuo é dada por,

$$\delta = \frac{T}{G \cdot A_t} \cdot H_p \quad (4.11)$$

No modelo discreto, a força para cada mola diagonal é obtida com base nas seguintes expressões:

$$\Delta_m = \delta \cdot \cos(\alpha_p) \quad (4.12)$$

$$F_m = K_{diag} \cdot \Delta_m = K_{diag} \cdot \delta \cdot \cos(\alpha_p) \quad (4.13)$$

Nas expressões nº 4.11 à 4.13, G é o módulo de distorção, A_t é a área da secção transversal do painel em relação à força de corte T , α_p é o ângulo formado entre esta superfície e a diagonal, K_{diag} é a rigidez da mola diagonal, H_p é a altura do painel, ou seja, a dimensão perpendicular a A_t .

Considerando-se também que os dois sistemas estão sujeitos à mesma carga de corte e que no sistema discreto há a presença simultânea de duas molas, tem-se:

$$T = 2 \cdot F_m \cdot \cos(\alpha_p) \quad (4.14)$$

Substituindo a expressão 4.14, na expressão 4.11 correspondente ao deslocamento do modelo contínuo, obtém-se a rigidez de cada mola diagonal:

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{T}{G \cdot A_t} \cdot H_p \Rightarrow \delta = \frac{2 \cdot F_m \cdot \cos(\alpha_p)}{G \cdot A_t} \cdot H_p \Rightarrow \delta = \frac{2 \cdot K_{diag} \cdot \Delta_m \cdot \cos(\alpha_p)}{G \cdot A_t} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \delta = \frac{2 \cdot K_{diag} \cdot \delta \cdot \cos(\alpha_p) \cdot \cos(\alpha_p)}{G \cdot A_t} \Rightarrow \end{aligned}$$

$$K_{diag} = \frac{G.A_t}{2.H_p.\cos^2(\alpha_p)} \quad (4.15)$$

A expressão 4.16 permite determinar a força última da mola:

$$F_u = \frac{T_u(P)}{2.\cos(\alpha_p)} = \frac{\tau_u(p).A_t}{2.\cos(\alpha_p)} \quad (4.16)$$

O deslocamento final das molas é obtido pela expressão 4.17:

$$\delta_u = Y_u.H_p.\cos(\alpha_p) \quad (4.17)$$

4.6.1.3 Comportamento ao corte com deslizamento

Para as molas de interface que simulam o deslizamento dos painéis assume-se uma lei de resposta baseada no critério de Mohr-Coulomb, considerando-se uma parcela coesiva e outra devido ao ângulo de atrito interno, características da própria alvenaria.

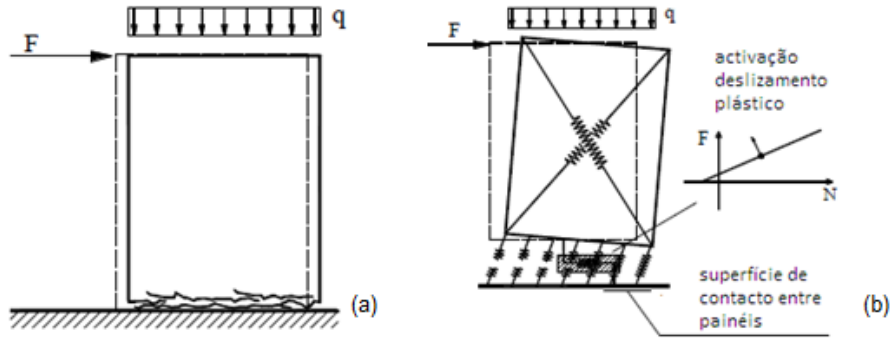


Figura 4.17: (a) Mecanismos de colapso por deslizamento; (b) Modelo discreto (Manual teórico do software 3DMacro).

No que diz respeito à calibração da mola que representa o mecanismo de deslizamento da interface, as características desta dependem do contacto efectivo entre os elementos adjacentes. Quando a zona de contacto entre os elementos se reduz a zero, a mola deslizante deixa de estar activada. O deslizamento ocorre quando a força de deslizamento atinge um certo nível, F_{lim} , dada pela seguinte expressão:

$$F_{lim} = (c + \mu.\sigma_m).A_o \quad (4.18)$$

Sendo:

c – Coesão;

μ - Coeficiente de atrito que pode ser atribuído à alvenaria, na direcção considerada, de forma a controlar o mecanismo deslizamento-corte;

σ_m - Tensão de compressão no elemento interface;

A_o - Área de contacto entre dois painéis adjacentes.

Definidas as leis constitutivas, os processos de controlo de força e deslocamento podem decorrer.

No que diz respeito ao comportamento do painel no plano, cada elemento possui três graus de liberdade, associados aos movimentos de corpo rígido no plano, e um grau de liberdade, associado ao movimento articulado do painel. Portanto, a cinemática da estrutura com N painéis, é completamente descrita por $4N$ parâmetros Lagrangianos (Figura 4.18 (a) e (b)), tendo em conta que a interface não representa um acréscimo de graus-de-liberdade no painel, como se verá mais à frente.

Concluindo, na sua representação plana, o painel contém quatro graus de liberdade, tendo em consideração que o quadrilátero é rotulado, não sendo, portanto, consideradas as rotações nos nós, e que os lados do painel são rígidos, dando origem a deslocamentos nodais dependentes (Figura 4.18 (c)).

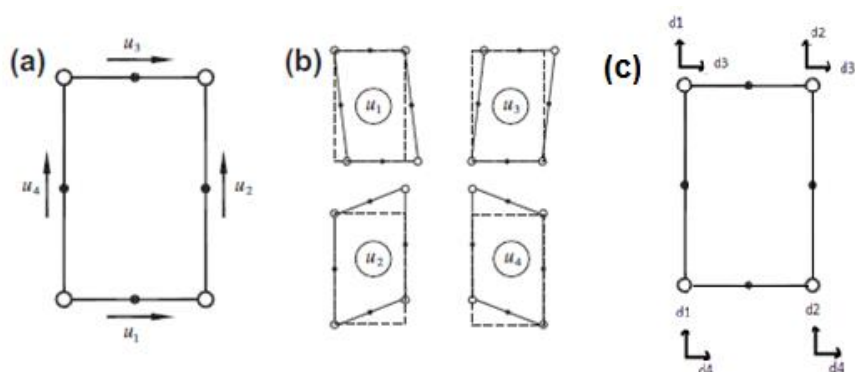


Figura 4.18: (a) Graus de liberdade do painel no plano; (b) Configurações das deformadas do painel, segundo cada um dos graus de liberdade; (c) Graus de liberdade nodais (Manual teórico do *software* 3DMacro).

Às interfaces estão associados 6 graus de liberdade, como ilustra a seguinte Figura 4.19 (a), que resultam dos movimentos dos graus de liberdade associados aos painéis que constituem a interface, uma vez que as interfaces compartilham os graus de liberdade do elemento a que se ligam (Figura 4.19 (b)).

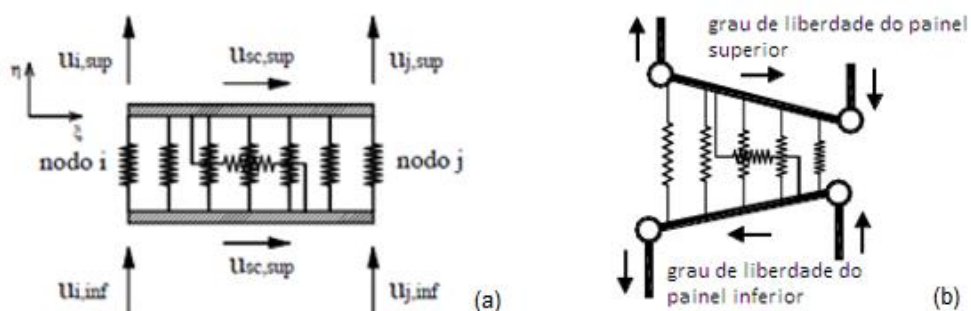


Figura 4.19: (a) Graus de liberdade de uma interface plana, entre dois painéis (b) Partilha dos graus de liberdade entre a interface e os painéis adjacentes (Manual teórico do software 3DMacro).

No caso tridimensional, cada interface é representada por várias molas ortogonais distribuídas ao longo da espessura do painel e vem equipada com duas molas concebidas para controlar os mecanismos de deslizamento fora do plano. Estas molas estão contidas no plano de interface e transversalmente em relação ao plano da alvenaria. A interface 3D possui, portanto, m linhas de N molas longitudinais como mostra a Figura 4.20. Para a definição do comportamento do painel de alvenaria fora do plano, são necessários 12 graus de liberdade, associados aos movimentos de cada aresta que constitui a parede.

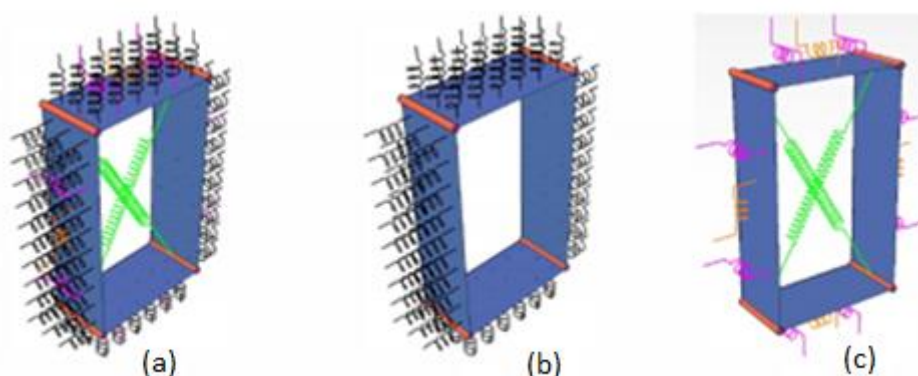


Figura 4.20: (a) Macro-elemento espacial; (b) Representação das N molas longitudinais para a simulação do comportamento à flexão; (c) Representação das molas transversais e diagonais, que simulam o comportamento ao corte (Caliò, 2012).

A partir do momento em que a geometria do painel é especificada, o programa gera uma representação tridimensional do edifício, sendo automaticamente calculado o modelo computacional (Figura 4.21) no qual é possível identificar um número mínimo de macro-elementos que o discretizam.

É permitido ainda ao utilizador alterar esta malha de macro-elementos, de modo a obter uma discretização mais uniforme, assunto a ser abordado mais detalhadamente no ponto 4.6.2 (Figura 4.22).

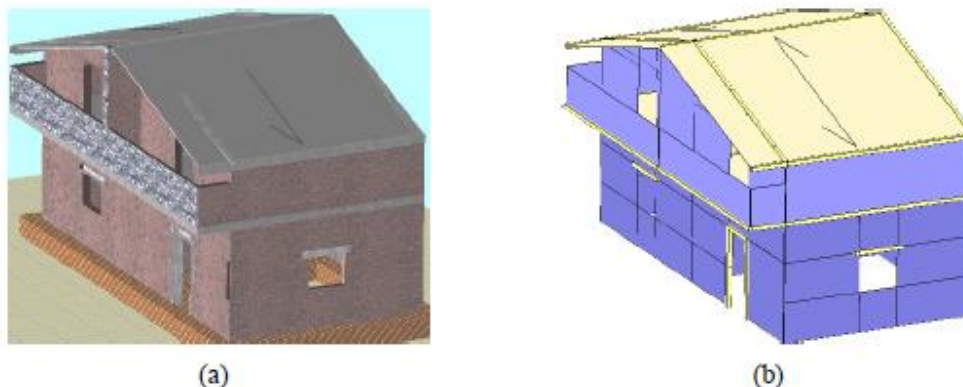


Figura 4.21: Modelo de um edifício no 3DMacro: (a) Modelo geométrico; (b) Modelo computacional (Manual teórico do *software* 3DMacro).

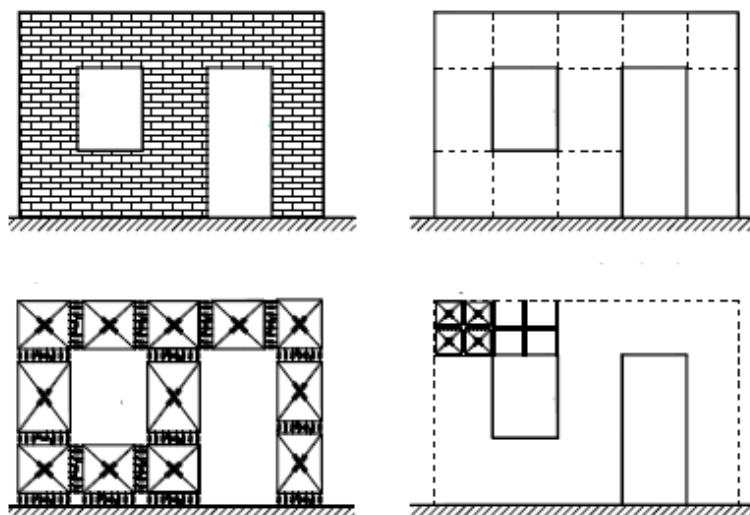


Figura 4.22: Discretização do modelo computacional em vários macro-elementos (Manual teórico do *software* 3DMacro).

4.6.2 Programa de cálculo

A interface do *software* em estudo é simples de entender e permite que o utilizador realize análises imediatas e ricas em conteúdos uteis para a compreensão do comportamento real de edifícios em alvenaria, como ilustra a Figura 4.23.

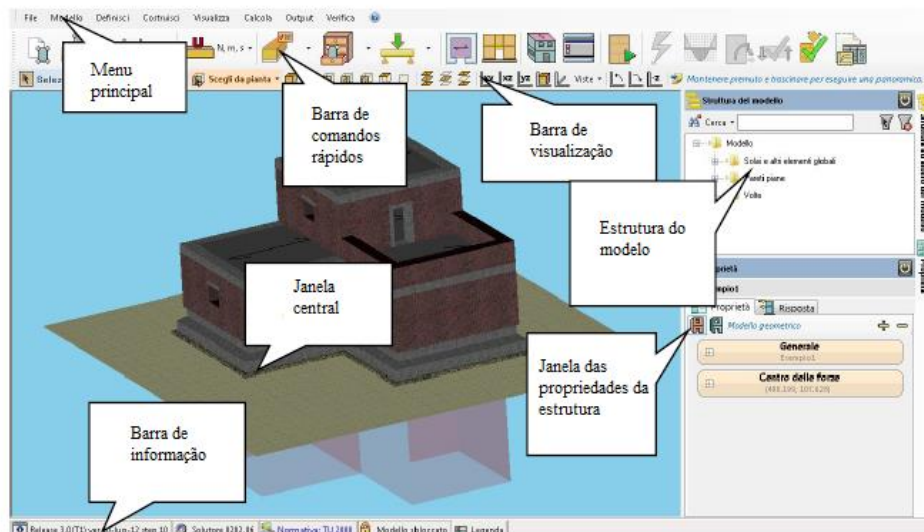


Figura 4.23: Interface gráfica do *software* 3DMacro (Manual de utente do *software* 3DMacro, 2011).

A janela central de visualização representa a área principal, e é destinada à visualização tridimensional do modelo, e numa fase posterior, após a realização da análise, a deformada da estrutura com os respectivos indicadores de dano, quer tridimensionalmente, quer parede a parede (Figura 4.24).

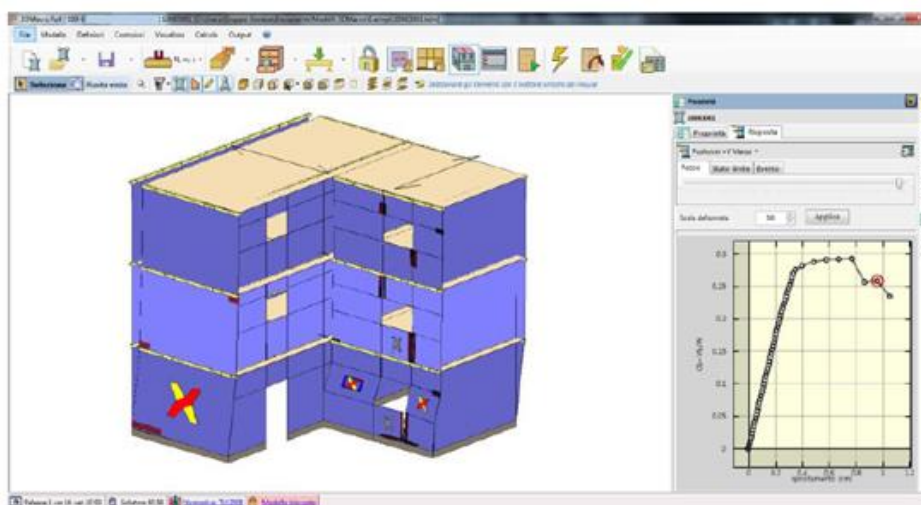


Figura 4.24: Vista tridimensional da configuração deformada de um edifício em alvenaria (Manual de utente do *software* 3DMacro, 2011).

Para a definição das diferentes elevações ou níveis do edifício a modelar, é necessário definir e gerir as cotas de cada plano do edifício. Estas cotas dividem-se em duas categorias distintas, “cota não sísmica” e “cota sísmica”. No primeiro caso, não é associada uma quantidade de massa (cota relacionada com os patamares de escadas, etc); no segundo caso, é associada uma massa considerável, em geral, devido à presença de pisos (andares). As cotas sísmicas são aquelas que serão utilizadas na análise não linear, na fase de controlo de deslocamento, isto é, os deslocamentos são

aplicadas ao nível de cada piso, ou seja, de cada cota sísmica, de modo a amplificar o mecanismo de colapso e avaliar a resistência residual da estrutura.

Após definida a geometria da estrutura, quer em termos de altura, quer em termos de planta, é gerado o modelo computacional. O *software* gera, automaticamente, uma malha de elementos mínima, que só tem em conta os requisitos geométricos, isto é, a presença de aberturas, cruzamentos entre paredes ortogonais, etc (Figura 4.25), que pode ser alterada pelo utilizador.

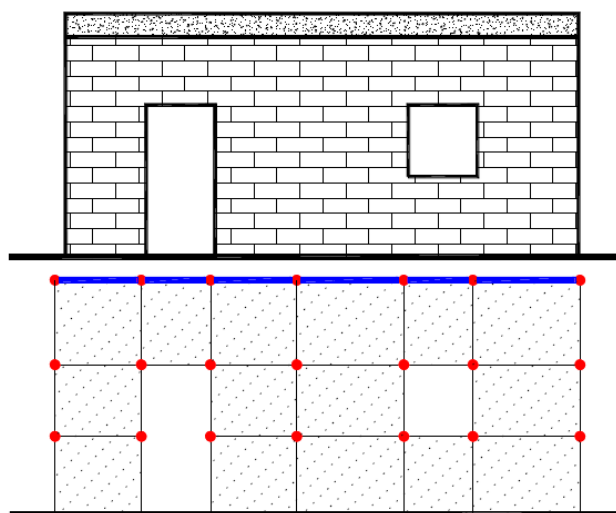


Figura 4.25: Malha gerada automaticamente pelo *software* 3DMacro (Manual de utente do *software* 3DMacro, 2011).

A alteração da malha pode ser feita através da modificação da relação geométrica dos lados dos elementos, bem como pela limitação do comprimento lateral dos elementos.

A opção de alteração da relação geométrica dos lados do elemento, quando activada, permite ter em conta as limitações entre os lados dos elementos, uma vez que elementos muito alongados podem dar origem a anomalias no cálculo. O *software* sugere uma proporção não maior do que três entre os lados maior e menor de cada elemento.

A opção de controlo do comprimento do lado do elemento, quando activada, permite limitar o seu comprimento máximo. Sendo que este refinamento se traduz num modelo computacional mais pesado devido ao aumento do número de elementos e, consequentemente, dos graus de liberdade envolvidos no cálculo, o *software* recomenda a escolha de um comprimento para o lado superior ou igual a 50 cm.

Como se sabe, a alvenaria apresenta particularidades que distinguem o seu comportamento em relação aos restantes materiais (betão, aço, etc). Este material é caracterizado por comportamentos diferentes, que dependem de diversos factores, nomeadamente, a sua heterogeneidade. Por esta razão, o *software* sugere de acordo com as normas italianas (NTC 2008; Teste Único 2005) valores a

adoptar para as propriedades mecânicas da alvenaria, de acordo com as diferentes tipologias (alvenaria de pedra, alvenaria de tijolo com argamassa de cal, etc), mas também permite, que o utilizador defina e introduza as características da alvenaria que serão utilizadas no modelo.

Deste modo, o programa é suportado por normas que distinguem a definição do material em “*alvenaria nova*” ou “*alvenaria existente*”.

No caso da “*alvenaria existente*”, o utilizador pode escolher um determinado tipo de alvenaria e neste caso, o software disponibiliza os parâmetros mecânicos do material, sugeridos pela norma adoptada. Os valores das propriedades mecânicas que caracterizam o material (módulo de elasticidade, módulo de distorção, resistência à compressão, resistência ao corte e peso específico) são afectados por factores de confiança, que dependem do nível de conhecimento. Os níveis de conhecimento, de acordo com todos os regulamentos, variam de LC1 a LC3, sendo que ao menor nível de conhecimento da construção corresponde uma redução da resistência à compressão e ao corte. Estes parâmetros podem ser alterados pelo utilizador, como mostra a Figura 4.26, através da opção do “modo standard”.

Caratteristiche meccaniche della muratura: Muratura1

Unità di misura: Secondo Normativa ☐ Usa valori di calcolo definiti dall'utente Chiudi

Parametri meccanici	Valore minimo	Valore medio	Valore massimo	Valore base	Coefficiente correttivo	FC	Valore di calcolo
Modulo di elasticità normale, E	1200	1500	1800	1200 MPa	1		1200 MPa
Modulo di elasticità tangenziale, G	400	500	600	400 MPa	1		400 MPa
Resistenza a compressione, fm	240	320	400	240 N / cm ²	1	1	240 N / cm ²
Resistenza a taglio, tau0	6	7.6	9.2	6 N / cm ²	1	1	6 N / cm ²
Peso specifico, w		18					18 kN / m ³

Coefficienti correttivi applicabili

- ☐ Malta buona (1,5)
- ☐ Giunti sottili (1,5)
- ☐ Connessioni trasversali (1,3)
- ☐ Nucleo scadente e/o ampio (0,7)
- ☐ Iniezioni di miscela leganti (1,5)
- ☐ Intonaco armato (1,5)

Coefficienti correttivi non applicabili

- ☐ Ricorsi o listature

[Maggiori informazioni](#)

Tipologia

Mattoni pieni

Muratura in mattoni pieni e malta di calce

☒ Valutazione automatica dei coefficienti correttivi

Figura 4.26: Definição dos parâmetros mecânicos da alvenaria no *software* 3DMacro (Manual de utente do *software* 3DMacro, 2011).

Ainda no caso da “*alvenaria existente*”, é possível escolher o “*modo avançado*”, que permite ao utilizador atribuir directamente os parâmetros mecânicos para o cálculo, sem a influência das normas, ou seja, sem a influência de factores de correcção, coeficientes de segurança, etc.. Neste caso, os parâmetros necessários à definição da alvenaria, dependem do tipo de comportamento: à flexão e ao corte (com fissuração diagonal ou com deslizamento).

Para o mecanismo de colapso por flexão-compressão, é necessário definir os seguintes parâmetros: o peso específico, o tipo de comportamento material (linear ou não linear), o módulo de elasticidade normal, a resistência à compressão, resistência à tracção, a lei de comportamento da interface (dúctil ou frágil) e a rotação última de flexão (Figura 4.27 e 4.28).

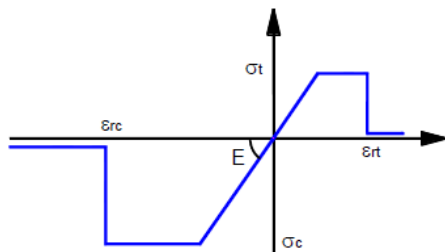


Figura 4.27: Lei de comportamento material - comportamento à flexão (Manual teórico do *software* 3DMacro, 2011).

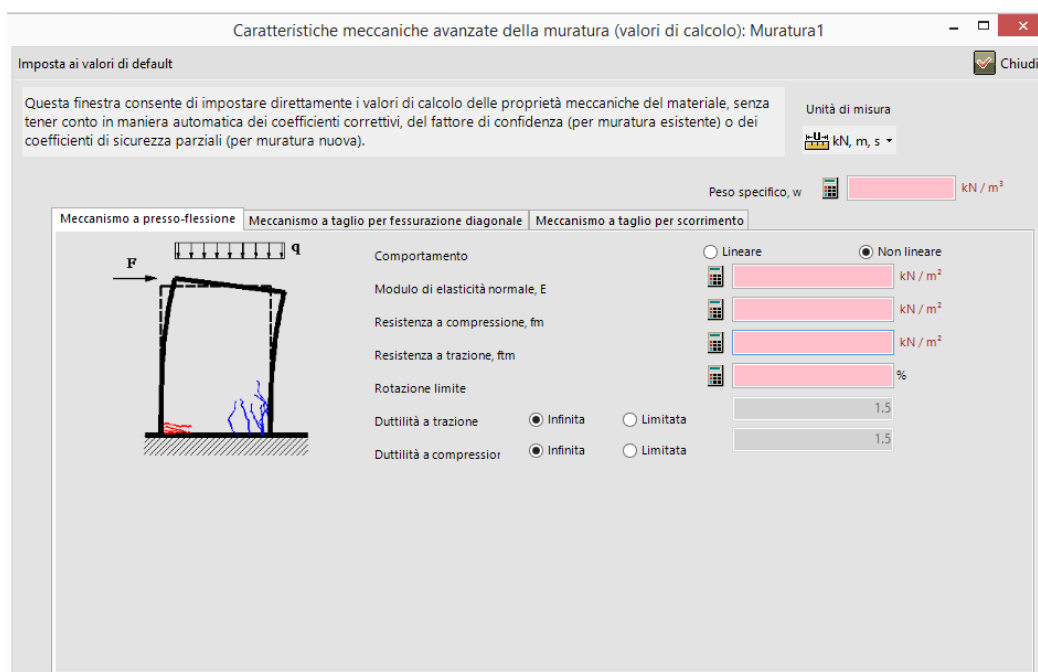


Figura 4.28: Definição dos parâmetros mecânicos para o comportamento da alvenaria à flexão (Manual de utente do *software* 3DMacro, 2011).

Para o mecanismo de colapso por corte com fissuração diagonal é necessário definir os seguintes parâmetros: o tipo de comportamento material (linear ou não linear), o módulo de distorção, a resistência ao corte, o coeficiente de atrito (no caso do critério de Mohr-Coulomb) e a deformação última por corte (Figura 4.29 e 4.30).

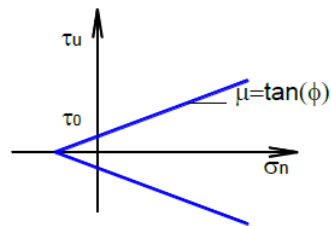


Figura 4.29: Lei de comportamento material - comportamento ao corte com fissuração diagonal (Manual teórico do *software* 3DMacro, 2011).

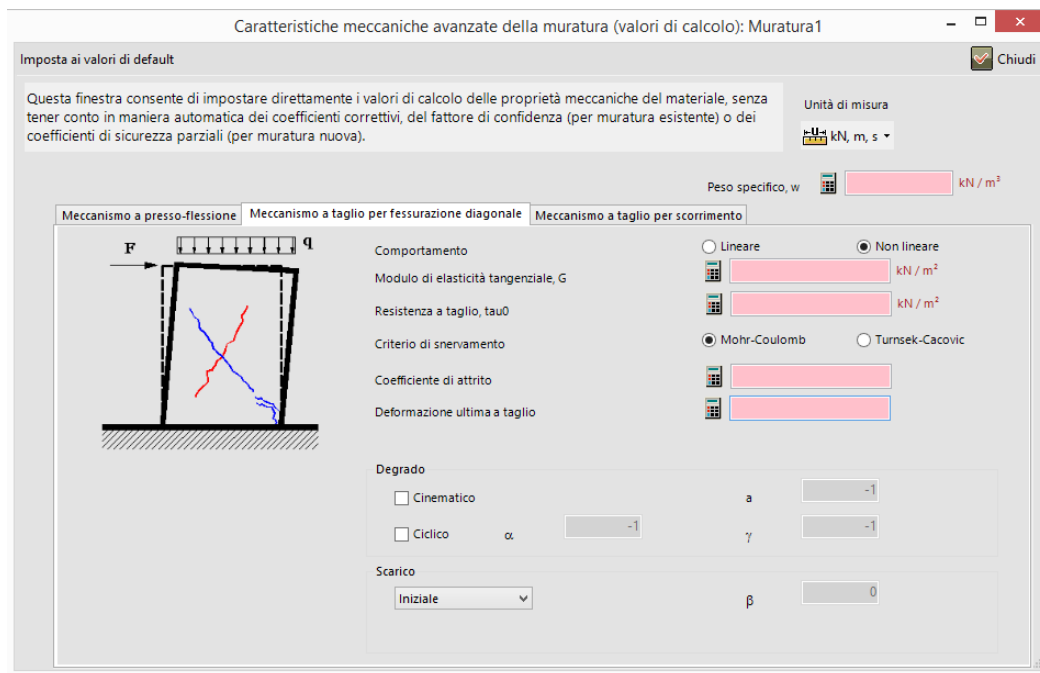


Figura 4.30: Definição dos parâmetros mecânicos da alvenaria para o comportamento ao corte com fissuração diagonal (Manual de utente do *software* 3DMacro, 2011).

Para o mecanismo de colapso com deslizamento é necessário definir os seguintes parâmetros: comportamento (activado ou desactivado), a coesão e o coeficiente de atrito (Figura 4.31 e 4.32). O comportamento da mola de deslizamento está relacionado com as molas de flexão: é considerada activa só se na interface estiverem presentes molas ortogonais comprimidas.

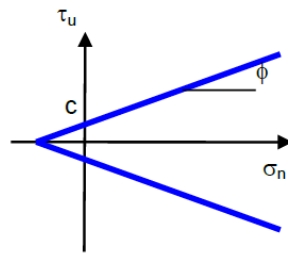


Figura 4.31: Lei de comportamento material - comportamento ao corte-deslizamento (Manual teórico do *software* 3DMacro, 2011).

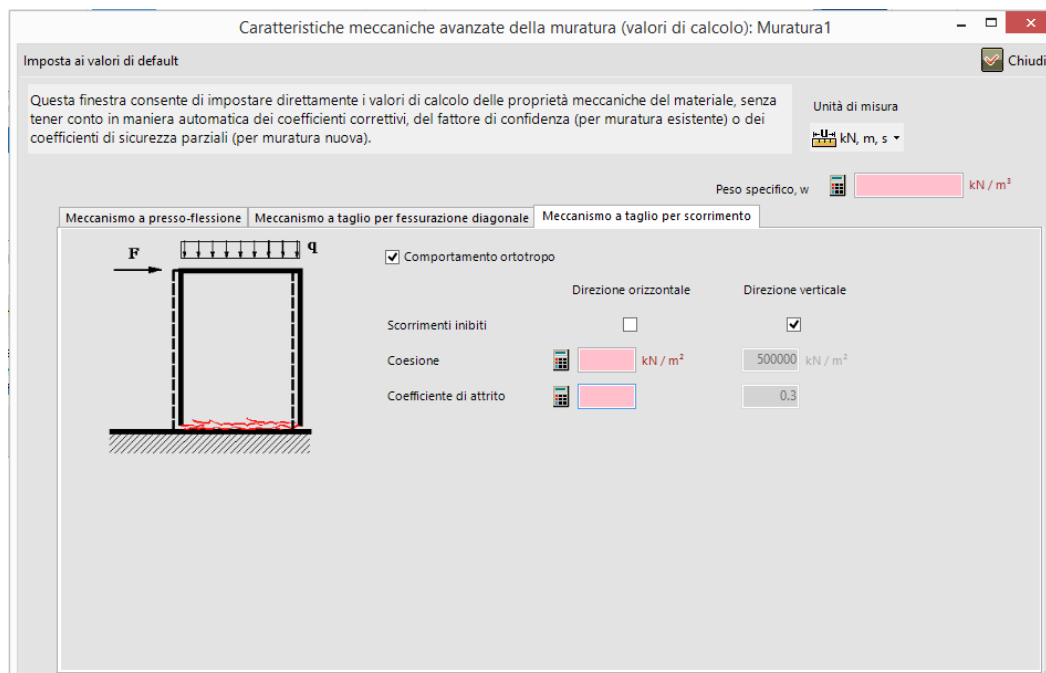


Figura 4.32: Definição dos parâmetros mecânicos da alvenaria para o comportamento ao corte por deslizamento (Manual de utente do *software* 3DMacro, 2011).

No caso da “*alvenaria nova*” é necessário introduzir os parâmetros correspondentes aos componentes da alvenaria, blocos e argamassa, e o *software* determina as características mecânicas do material considerado como um compósito homogêneo, com base nas fórmulas empíricas propostas pela norma italiana.

No que diz respeito às cargas a aplicar à estrutura, é importante referir que a cada tipo de carga está associado um dado elemento, de acordo com a Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Elemento associado a cada tipo de carga.

Tipo de carga	Tipo de elemento
Carga distribuída por área	Piso
Carga distribuída por comprimento	Viga
Carga concentrada	Ponto genérico do modelo

O programa disponibiliza uma janela, “*condição de carga*”, que permite definir o carregamento de acordo com a sua natureza, de forma a ser capaz de atribuir rapidamente os coeficientes das combinações de cargas. As condições de carga padrão são as apresentadas na Tabela 4.2. Estas não podem ser alteradas ou eliminadas.

Tabela 4.2: Condições do carregamento.

Condição do carregamento	Designação
Gravidade	Peso próprio dos elementos estruturais calculado automaticamente pelo programa.
Permanente estrutural	Carga permanente derivada do peso da estrutura, como por exemplo, elementos secundários inseridos, não explicitamente, no modelo.
Permanente não estrutural	Cargas permanentes decorrentes de elementos não estruturais, como por exemplo, o peso do revestimentos, etc.
Permanente não estrutural (completamente definida)	Cargas permanentes decorrentes de elementos não estruturais, os quais o utilizador conhece exactamente a sua intensidade e localização
Variável	-
Concentrada	-
Vento	-
Movimentos de terra	Acções devido à compressão do solo
Deslocamento	Deslocamentos impostos

Na definição da análise, existem duas opções disponíveis: “*análise não sísmica*” ou “*análise sísmica*” (análise *pushover*).

Na análise não sísmica, a estrutura é sujeita a acções estáticas. Este tipo de análise é realizado para a verificação do estado limite estabelecido pelos regulamentos adoptados, e deve ser tida em conta como configuração inicial do modelo na análise sísmica. Em particular, é gerada automaticamente uma análise denominada “*VERT*”, que considera todos os carregamentos do tipo gravitacional.

A análise sísmica é aquela em que a estrutura é sujeita a uma distribuição de forças cujo objectivo é simular, de forma aproximada, a acção de um sismo. Esta análise tem em conta o estado de tensão dos elementos devido à acção das cargas verticais, ou seja, a análise sísmica é antecedida por uma análise “*VERT*”.

A obtenção da curva de capacidade de uma estrutura é feita através da realização de uma análise *pushover*. Como já foi referido no Capítulo 3, esta análise consiste na aplicação de uma distribuição de forças ou deslocamentos à estrutura, por incrementos quasi-estáticos, evitando o aparecimento de efeitos dinâmicos e o procedimento é feito de forma incremental-iterativa, através da obtenção da solução para a resposta em diferentes passos de carga.

O programa obtém a solução, passo-a-passo, através da resolução das equações de equilíbrio estático,

$$k \cdot \Delta u = \Delta F \quad (4.19)$$

onde k é a matriz de rigidez actualizada no início de cada passo, ΔF é o vector que identifica o aumento de carga a cada passo e Δu é o vector que representa o incremento de deslocamento a cada passo.

A análise é feita em duas fases: uma primeira fase, elástica e com reduzida solicitação, com controlo de força e uma segunda fase, com controlo de deslocamento.

Na fase de controlo de força, o *software* permite definir o vector de carga de duas formas: proporcional à massa (distribuição uniforme) ou proporcional ao primeiro modo de vibração da estrutura (distribuição triangular) (Figura 4.33).

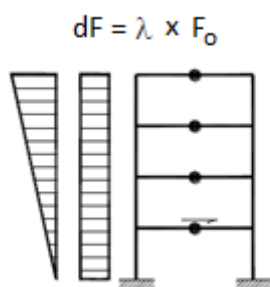


Figura 4.33: Distribuição do carregamento lateral (Manual de utente do *software* 3DMacro, 2011).

Quando a fase de controlo de força termina, porque a estrutura não é capaz de suportar mais carga, a análise é interrompida e todos os resultados obtidos até à altura ficam armazenados. Tal controlo é, também, realizado no início de cada análise de modo a que, se a mesma estiver a ser iniciada a partir de um estado de instabilidade derivado de uma outra análise precedente, essa análise não é iniciada.

A fase de controlo de deslocamento consiste na aplicação de deslocamentos à estrutura e tem a vantagem de permitir compreender o ramo decrescente da curva de capacidade e de estudar a ductilidade da estrutura.

Para a aplicação destes deslocamentos, um dos graus de liberdade imposto é considerado como deslocamento padrão: é monitorizado durante a análise, de modo a sofrer incrementos constantes em cada passo. Este nó padrão, designado por ponto de controlo, é seleccionado com o objetivo de determinar quais os elementos do modelo que devem ser utilizados no procedimento acima descrito, de modo a que os graus de liberdade impostos na fase de controlo de deslocamento da análise sejam os que representam o mecanismo de colapso da estrutura. A cada ponto de controlo vem atribuída uma massa para ser utilizada na verificação sísmica.

As opções automáticas da escolha do ponto de controlo são feitas de acordo com os seguintes critérios:

- no caso de elementos horizontalmente rígidos, o ponto de controlo é único e corresponde ao deslocamento do centro de gravidade do elemento na direcção da carga aplicada;
- no caso de diafragmas deformáveis, o ponto de controlo é considerado como a média dos deslocamentos de todos os pontos do elemento (centro de gravidade e todos os nós) no sentido da carga;
- no caso da presença de vários elementos horizontais independentes a uma certa cota sísmica, serão definidos mais pontos de controlo, cada um com a massa correspondente;
- no caso da ausência de elementos horizontais a uma certa cota sísmica, para cada uma das paredes do modelo, o ponto de controlo é calculado como a média dos deslocamentos na direcção da carga, dos nós extremos de parede.

A escolha dos pontos de controlo é fundamental para uma análise precisa pois, por um lado, condiciona a fase de controlo de deslocamento da análise estática não-linear, determinando a escolha dos deslocamentos representativos do mecanismo de colapso da estrutura (sendo possível personalizar a escolha); por outro lado, após a atribuição de uma massa para cada um dos pontos de controlo, a escolha dos mesmos condiciona a passagem do sistema real para um sistema simplificado, dotado de tantos graus de liberdade quantos os pontos de controlo adoptados.

A análise vem dividida em passos, com o objectivo de aplicar toda a carga ou todo o deslocamento previsto para a estrutura, cada um dos quais corresponde a um incremento dos mesmos. A cada passo é aplicado um incremento de carga, ou deslocamento, sendo actualizados os esforços e deformações

do sistema. Depois de tal incremento, qualquer elemento da estrutura pode ser submetido a uma mudança de estado, isto é, a uma cedência, o que implica uma actualização da matriz de rigidez. Sucessivamente, e tendo em conta o estado actual da estrutura, pode ser aplicado o incremento de carga ou deslocamento, e assim por diante. Na sequência da rotura de um dos elementos, o elemento é removido do modelo e é realizada uma redistribuição das forças a que fica sujeita o resto da estrutura. O procedimento de redistribuição consiste, portanto, em determinar a carga nodal equivalente à força da mola que acaba de ceder e aplicar a carga à estrutura a partir do estado actual da etapa anterior (Figura 4.34).

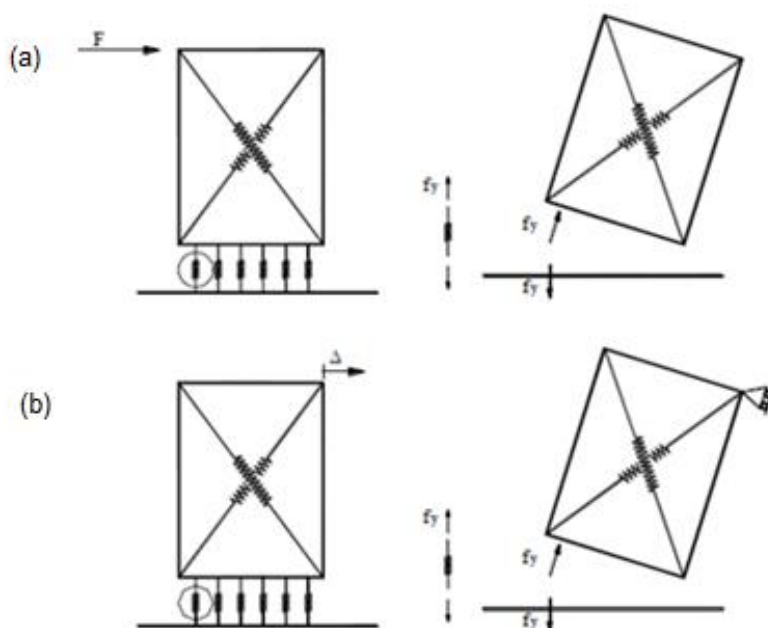


Figura 4.34: Esquema da redistribuição para uma análise com: (a) controlo de força e com (b) controlo de deslocamento (Manual de utente do *software* 3DMacro, 2011).

A análise é considerada terminada assim que o deslocamento relativo ao grau de liberdade padrão assume um valor pré-determinado, ou então quando já não é possível encontrar uma posição de equilíbrio, obtendo-se assim a curva de capacidade da estrutura. O *software* gera automaticamente a curva de capacidade bilinear equivalente (Figura 4.35) que pode ser utilizada para efeitos de verificação de segurança sísmica da estrutura em estudo, de acordo com o método proposto pelo EC8.

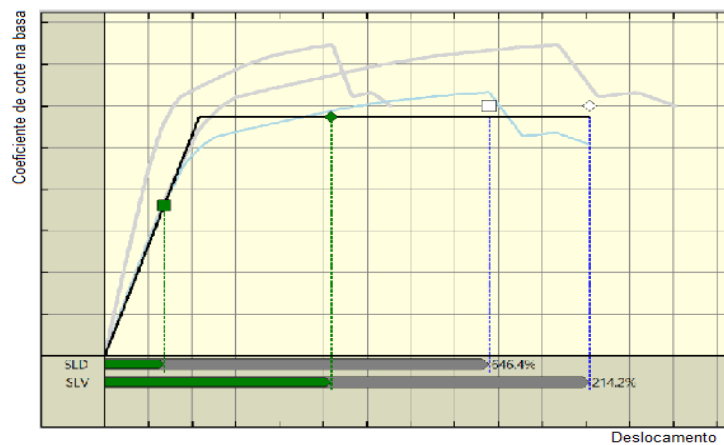


Figura 4.35: Representação da curva de capacidade bilinear idealizada pelo *software* 3DMacro (Manual de utente do *software* 3DMacro, 2011).

A curva vem representada em termos da relação entre o coeficiente de corte na base (C_b) e o deslocamento do ponto de controlo, na direcção considerada para a análise. O coeficiente de corte na base é dado pela seguinte expressão,

$$C_b = V_b \times W \quad (4.20)$$

sendo V_b o esforço de corte na base e W o peso da estrutura. Deste modo, é possível obter a curva de capacidade da estrutura, em termos da força de corte basal e o deslocamento no ponto de controlo, uma vez que o *software* disponibiliza o valor do peso da estrutura.

Para cada curva de capacidade é possível distinguir a fase de controlo de força e controlo de deslocamento. Nos gráficos são mostrados também duas linhas rectas horizontais, que indicam a resistência máxima atingida pela estrutura (força de corte basal máxima) e o nível de resistência igual à percentagem de degradação máximo atingida, como mostra a Figura 4.36.

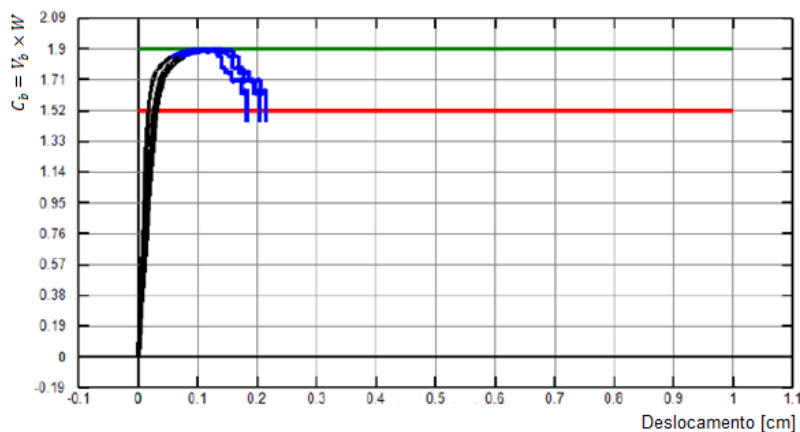


Figura 4.36: Curva de capacidade obtida pelo *software* 3DMacro.

Após obtida a curva de capacidade da estrutura, o *software* 3DMacro permite avaliar a evolução do dano nos vários elementos da estrutura, nos respectivos passos de carga (Figura 4.37) através de indicadores de dano, os quais se encontram sumarizados na Tabela 4.3.

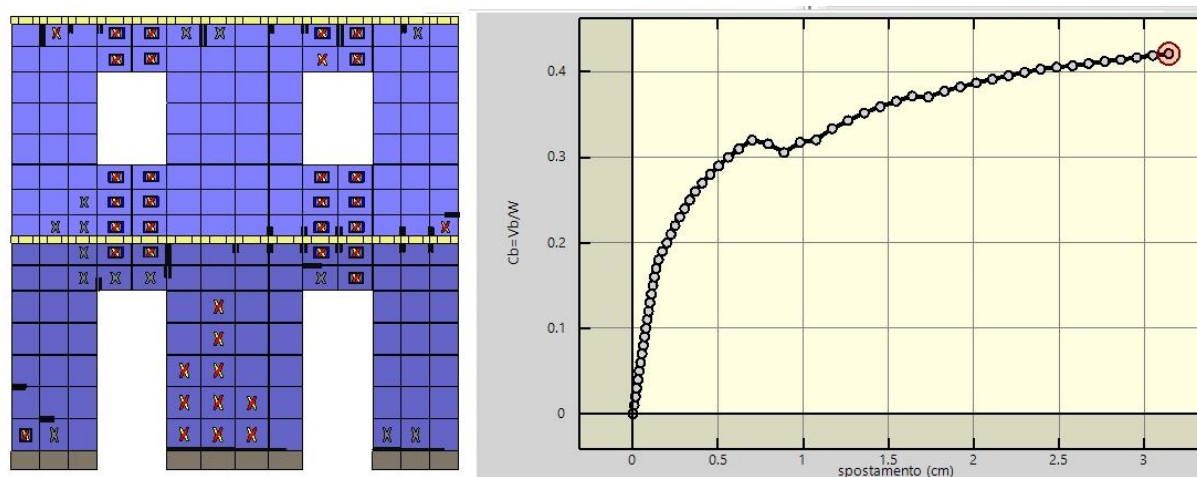







Figura 4.37: Tipos de rotura ocorridos em cada um dos elementos.

Tabela 4.3: Indicadores de dano.

Símbolo	Descrição do indicador de dano
	Início dos mecanismos de plastificação por corte com fissuração diagonal do painel. Em amarelo está representada a plastificação da mola diagonal comprimida, em vermelho está representada a plastificação da mola diagonal tracionada
	Colapso do painel por corte com fissuração diagonal
	Porção de alvenaria sujeita a esmagamento (rotura de uma mola da interface à compressão)
	Porção de alvenaria fissurada (rotura de uma mola de interface à tracção)
	Fim da resistência ao corte

5. Caso de estudo: “*Door-wall*”

Uma forma comum e eficaz de testar os programas automáticos que auxiliam as modelações numéricas é através da comparação dos resultados obtidos, com exemplos de testes experimentais ou outros casos de estudo com o mesmo âmbito.

Na presente dissertação foi modelada uma das paredes de um edifício de alvenaria assimétrico, de dois andares e com paredes de secção constante, construído à escala e testado da Universidade de Pavia em Itália, por Magenes (Magenes et al., 1995).

O programa de cálculo utilizado para a modelação da parede mencionada foi o 3DMacro, que implementa o modelo numérico proposto por Calìo (Capítulo 4.6). O caso em estudo consistiu na obtenção da curva de capacidade da parede, através da realização de uma análise não linear com recurso ao programa referido, e a solução foi comparada com a curva de capacidade da mesma parede obtida experimentalmente.

5.1 Análise do procedimento experimental

O estudo realizado na Universidade de Pavia, por Magenes et al. (1995), teve como principal objectivo o estudo do comportamento sísmico de edifícios em alvenaria. A experiência consistiu numa série de deslocamentos cíclicos de amplitude crescente aplicados à estrutura, mantendo um rácio de 1:1 entre as forças aplicadas ao nível do primeiro e segundo pisos.

O edifício ensaiado é constituído por quatro paredes, com dimensões no plano de 6,0x4,4 metros, e altura de 6,4 metros, sem aberturas simétricas, como mostra a Figura 5.1, sendo a espessura total das paredes igual a 0,25 metros.

Uma das paredes longitudinais, parede D, ou “*Door-Wall*”, paralela à direcção do carregamento, está desligada das paredes transversais adjacentes, paredes A e C, enquanto a outra parede longitudinal com aberturas, parede B ou “*Window-Wall*”, está conectada com as paredes adjacentes.

Os pisos consistem num conjunto de vigas de aço com secção em I, com altura de 140 milímetros, colocadas de forma a simular um diafragma flexível, de modo a que cada parede longitudinal pudesse ser analisada independentemente, como uma estrutura de dois graus de liberdade.

Ambos os carregamentos, vertical e horizontal, foram aplicados nos pisos. O carregamento vertical foi simulado através da colocação de blocos de betão sobre as vigas, com um valor total de 248,8 kN ao nível do primeiro piso, e 236,8 kN ao nível do segundo piso, correspondendo, aproximadamente, a uma carga distribuída de 10 kN/m^2 por piso. O carregamento horizontal que simula

as forças sísmicas foi aplicado através de quatro forças horizontais nas duas paredes longitudinais, ao nível dos pisos (Figura 5.2).

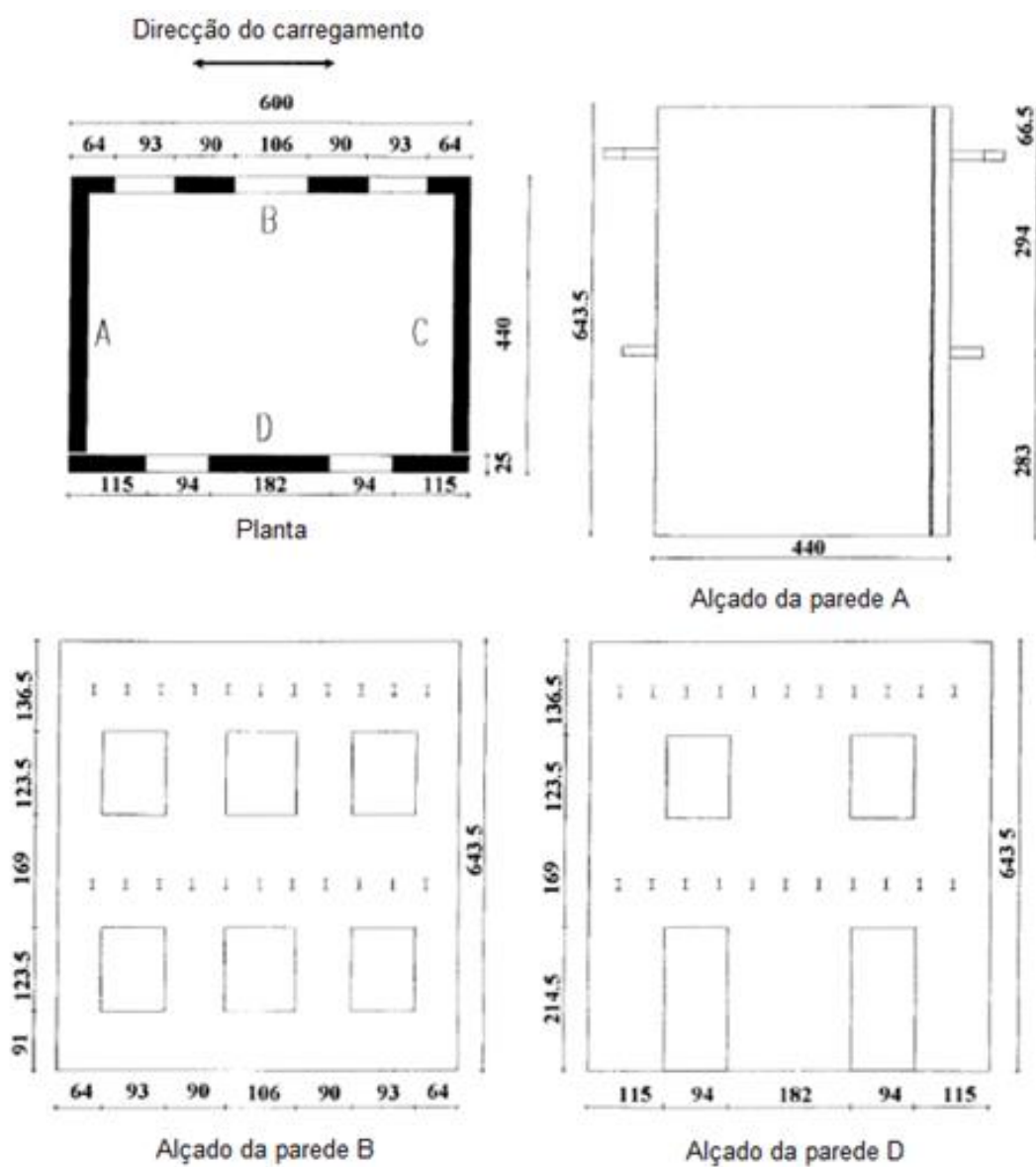


Figura 5.1: Planta e alçados do protótipo, dimensões em centímetros (Magenes et al., 1995).

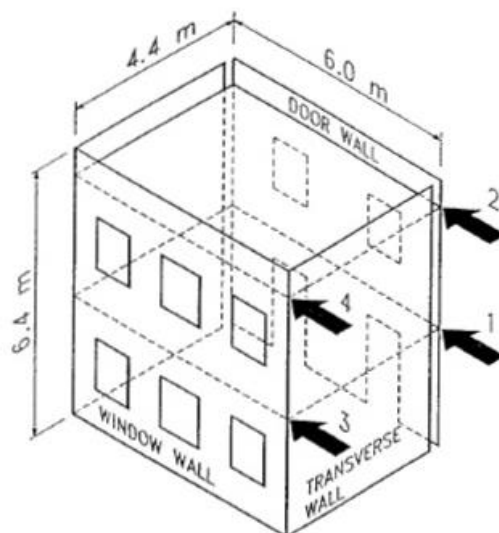


Figura 5.2: Forças sísmicas aplicadas no edifício, na realização do ensaio sísmico (Magenes et al., 1995).

Os materiais utilizados na construção da estrutura foram escolhidos de forma a representar as construções antigas, típicas em Itália. Foram utilizados tijolos maciços de argila, e uma argamassa resultante de uma mistura de cal hidráulica e areia (1:3 em volume).

A resposta global do edifício foi registada em termos da relação entre a força de corte na base e o deslocamento no topo do edifício, e encontra-se representada na Figura 5.3.

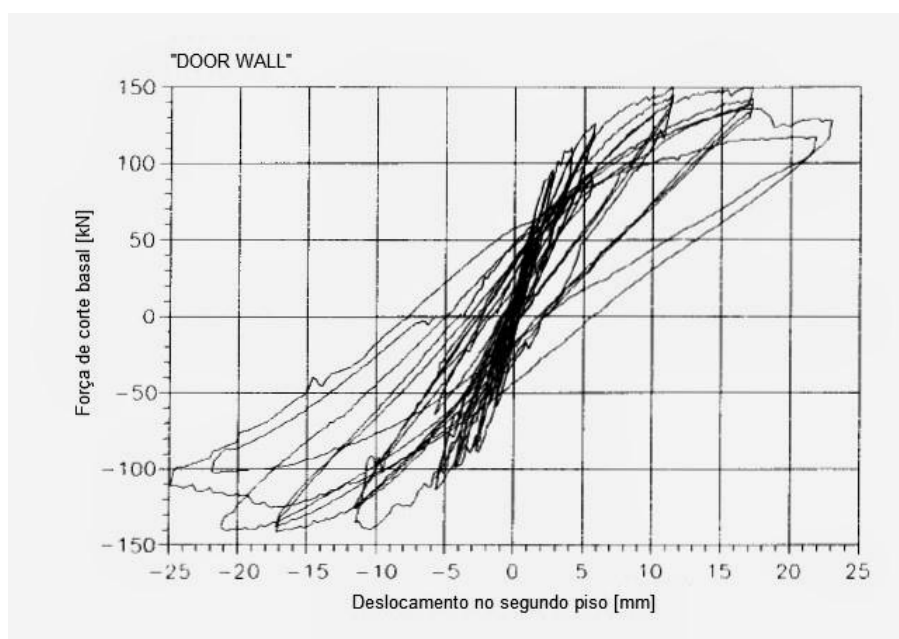


Figura 5.3: Força de corte total na base vs. deslocamento, no segundo piso da parede D, com carregamento vertical no piso de 10 kN/m^2 (Magenes et al., 1995).

A força máxima de corte na base, registada na parede D, através da realização do ensaio experimental, foi de 147 kN e o deslocamento máximo atingido pela estrutura foi de 2,4 centímetros.

A observação da progressão do dano nas paredes mostrou-se bastante complexa, devido à sua natureza e localização, que mudou significativamente com o aumento do deslocamento imposto. Inicialmente, os danos ocorreram nos lintéis, elementos horizontais localizados entre as aberturas, nas duas paredes longitudinais (Figura 5.4 (a)). Devido aos danos nos lintéis, o acoplamento entre os nembos diminuiu e o mecanismo de rotura passou a ser dominado por fissuras de corte, no centro dos nembos (elementos verticais) (Figura 5.4 (b)).

A experiência realizada na Universidade de Pavia, confirma que os mecanismos de colapso de estruturas em alvenaria não reforçadas, podem ser bastante complexos, dependendo da interação entre os elementos horizontais e verticais das paredes, e da influência, quer do carregamento axial, quer do carregamento vertical.

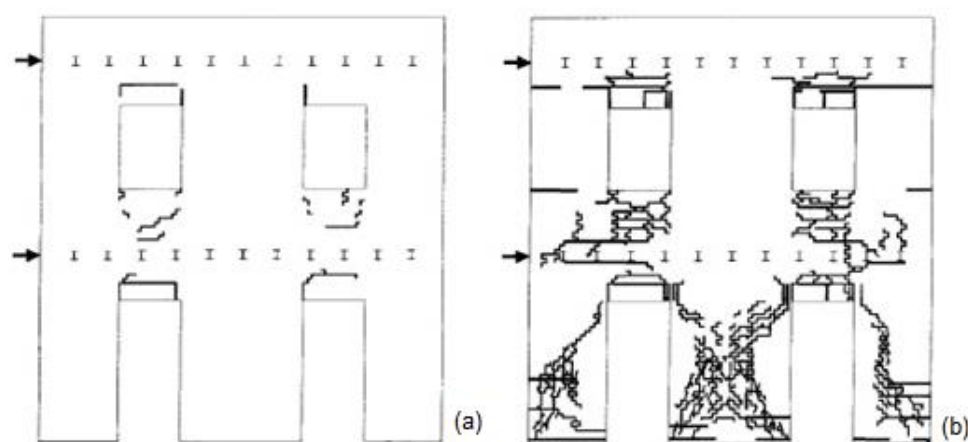


Figura 5.4: (a) Padrão de dano inicial: fissuras nos lintéis; (b) Padrão de dano final: rotura dos nembos (Magenes et al., 1995).

5.2 Modelação numérica

A escolha do estudo da parede D ou "*Door-Wall*", de entre as quatro que constituem o edifício, está relacionada com o facto de esta parede estar desconectada do restante edifício, e de ser objecto de estudo de diversos autores, no âmbito da modelação numérica de paredes em alvenaria (Sabatino e Rizanno, 2011; Akhaveissy, 2012; Lagormasino, 2013).

As dimensões da parede modelada encontram-se descritas na Figura 5.5.

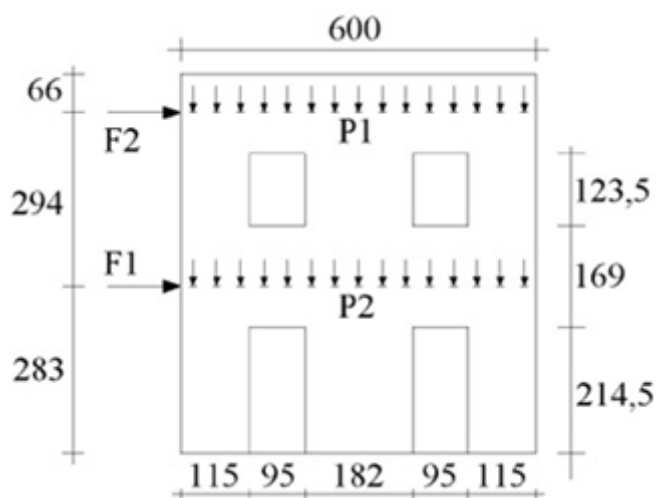


Figura 5.5: Dimensões da parede D, em centímetros.

5.2.1 Definição da geometria

O primeiro passo na modelação da parede, cuja espessura é de 0,25 metros, passou pela definição da sua geometria. As dimensões da parede, adoptadas na modelação, são as descritas na Figura 5.6.

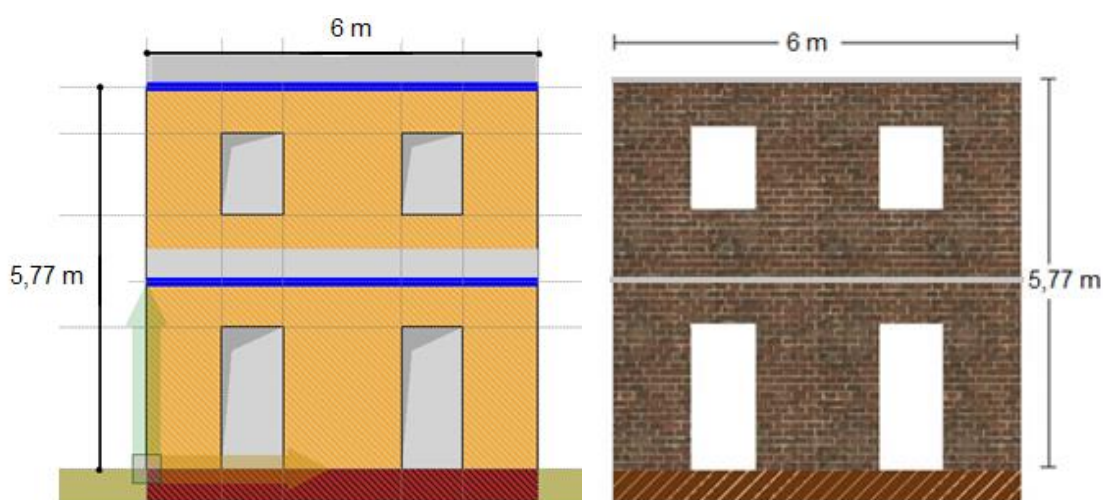


Figura 5.6: Dimensões da parede adoptadas no modelo.

Como já foi referido, no ponto 4.6.2, para gerar as unidades de cada andar é necessário definir as cotas sísmicas dos mesmos. Neste caso, tendo em conta que foi realizada uma análise não linear,

importa que as cotas sísmicas, ou seja, as cotas dos pisos, sejam tais que coincidam com a aplicação das cargas horizontais que simulam a acção sísmica no ensaio experimental. Assim sendo, foram definidas duas cotas sísmicas, medidas em relação à altura do solo: uma cota de 2,83 metros, onde é aplicada a força horizontal ao nível do primeiro piso, e outra a 5,77 metros, cota à qual é aplicada a força horizontal ao nível do segundo piso.

Como se observa pela Figura 5.6, o edifício modelado tem uma altura total de 5,77 metros, e não de 6,4 metros, que corresponde à altura do edifício testado experimentalmente. O motivo para tal diferença, deve-se ao facto de que, para que o carregamento seja aplicado exclusivamente, ao nível das cotas onde foram aplicadas as cargas horizontais no ensaio experimental, só possam ser definidas essas duas cotas sísmicas. Assim sendo, não é possível definir uma terceira cota, que tenha em conta a altura total do edifício, e que corresponde a 6,4 metros de altura, uma vez que não é aplicado qualquer carregamento ao nível dessa cota, e o software iria assumir que sim. Portanto, os 66 centímetros não foram considerados em altura, por não ser um valor suficientemente significativo para o comportamento estrutural da parede face à acção sísmica, sendo apenas considerado o carregamento vertical sobre a parede, resultante dessa porção da parede não considerada em altura.

5.2.1.1 Vigas

Uma vez que o software exige que a cada carregamento distribuído por comprimento, esteja associado um elemento viga, onde este será aplicado, foram colocadas duas vigas de aço homogéneo, com secção rectangular, com o objectivo de aplicar as cargas lineares distribuídas por metro, ao nível de cada piso (Figura 5.6).

De modo a não alterar significativamente a geometria e as propriedades da estrutura original, estas vigas foram definidas com secção transversal de $5 \times 5 \text{ cm}^2$, uma vez que a sua colocação só é necessária por exigência do programa de cálculo, para a aplicação do carregamento vertical.

5.2.1.2 Fundação

Na análise assumiu-se que as extremidades inferiores da parede ao nível do piso térreo se encontram encastradas no terreno, uma vez que o comportamento não linear adoptado permite a formação de fendas na base.

5.2.2 Definição do carregamento vertical

Como já foi referido anteriormente, o carregamento vertical foi simulado no ensaio experimental, através de blocos de betão assentes sobre as vigas metálicas responsáveis por simular os pisos deformáveis, traduzindo-se numa carga distribuída por piso de 10 kN/m^2 .

Para a modelação numérica da parede, foi então calculada a percentagem desse carregamento que descarrega na parede D, ao nível de cada piso. Esta aproximação foi feita com recurso ao Método das Bandas, de acordo com a Figura 5.7.

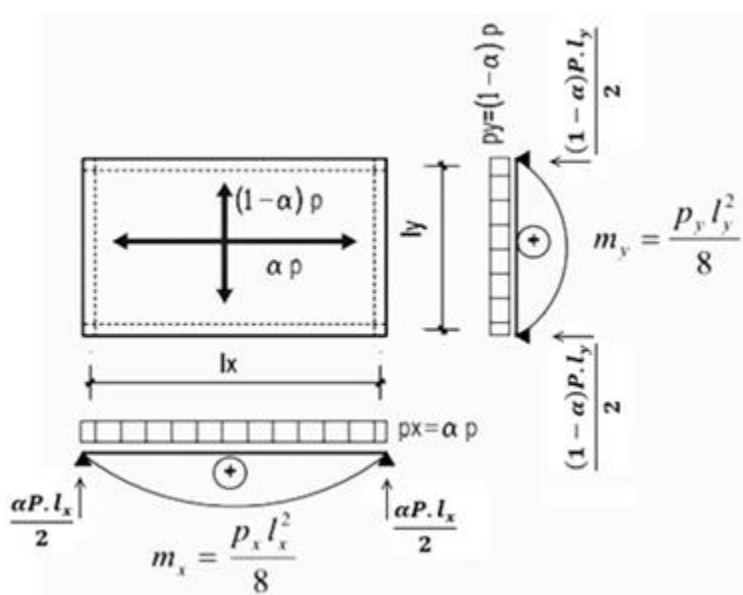


Figura 5.7: Método das bandas.

Os valores de α representam a percentagem da carga total, distribuída por área do piso, que deve descarregar em cada um dos vãos, ou seja, em cada um dos comprimentos das paredes que constituem o edifício. O valor de α , depende quer dos comprimentos dos vãos, neste caso, do comprimento das paredes, quer das condições de apoio das mesmas, e é dado pela seguinte expressão:

$$\alpha = \frac{k_y \cdot l_y^4}{k_x \cdot l_x^4 + k_y \cdot l_y^4} \quad (5.1)$$

Tendo em conta que cada uma das paredes que constitui o edifício, não possui paredes adjacentes, nas direcções x e y , pode considerar-se, para o cálculo das rigidezes, o caso apoiado-apoiado. Deste modo, o valor da rigidez $[kN/m]$, em cada uma das direcções do edifício, toma o mesmo valor:

$$k_x = k_y = k = \frac{5}{384}$$

Desta forma, o valor de α é igual a:

$$\alpha = \frac{k_y \cdot l_y^4}{k_x \cdot l_x^4 + k_y \cdot l_y^4} = \frac{\frac{5}{384} \times 4,4^4}{\frac{5}{384} \times 6^4 + \frac{5}{384} \times 4,4^4} = 0,2$$

Assim, e como mostra a Figura 5.8, na direcção x, descarrega 20% da totalidade da carga e na direcção y, os restantes 80%, o que se traduz em valores de 2 kN/m² e 8 kN/m² nas direcções x e y, respectivamente, e ao nível de cada piso.

Como se pretende saber o carregamento distribuído por comprimento na parede D, interessa saber o valor da reacção de apoio correspondente às paredes transversais a esta (paredes A e C), cujo valor é dado pela seguinte expressão,

$$p = \frac{(1-\alpha)P \cdot l_y}{2} \quad (5.2)$$

com $\alpha=0,2$, $P=10$ kN/m² e $l_y=4,4$ metros. Deste modo, o valor da carga distribuída na parede D, em cada um dos pisos, é de 17,6 kN/m, como mostra a Figura 5.8 (a) e (b)).

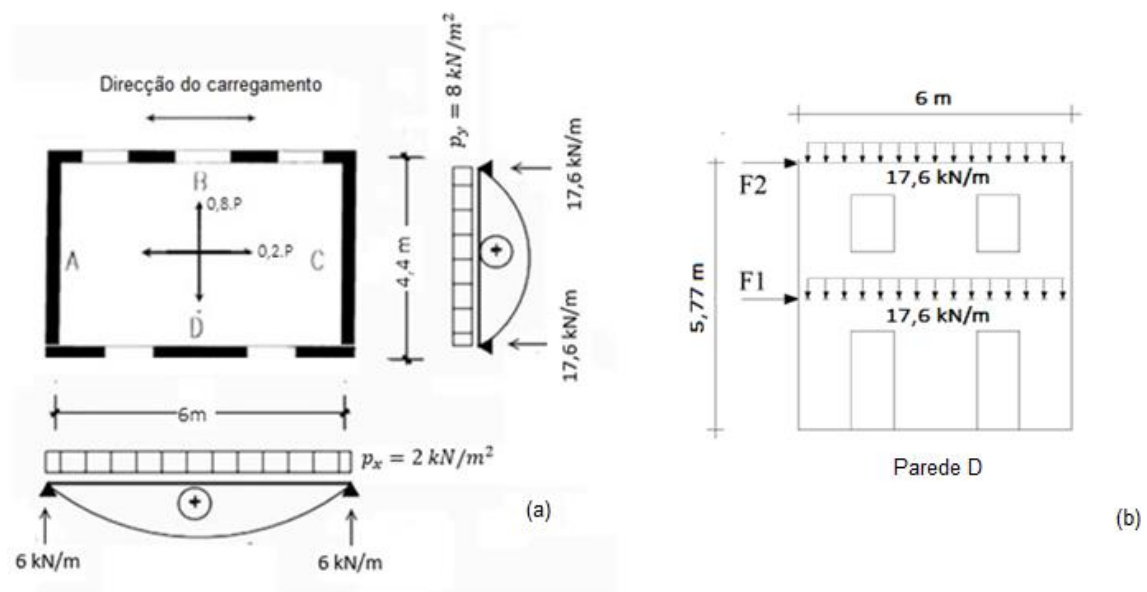


Figura 5.8: Carregamento vertical aplicado na parede D: (a) Aplicação do Método das Bandas no caso em estudo; (b) Distribuição da carga na parede D, ao nível de cada piso.

No entanto, e como já foi referido anteriormente, foi necessário proceder a um acréscimo de carga, no piso superior da parede, devido à não consideração de uma porção da mesma em altura. O acréscimo de carga é calculado da seguinte forma,

$$\Delta p = \gamma e h \quad (5.3)$$

onde γ é o peso volúmico da alvenaria e tem o valor de 17 de kN/m³, e e é a espessura da parede e é igual a 0,25 metros e h a altura da porção da parede desprezada em altura, cujo valor é igual a 0,66 metros. Deste modo, o valor do acréscimo de carga é:

$$\Delta p = 17 \times 0,25 \times 0,66 = 2,97 \text{ kN/m}^2.$$

O valor de carga distribuída por comprimento da parede, ao nível do segundo piso, deverá ser a soma da carga resultante do carregamento dos pisos com o acréscimo de carga devido à porção de 0,66 metros da parede, ou seja, $P_2 = 17,6 + 2,97 = 20,6 \text{ kN/m}$ (Figura 5.9).

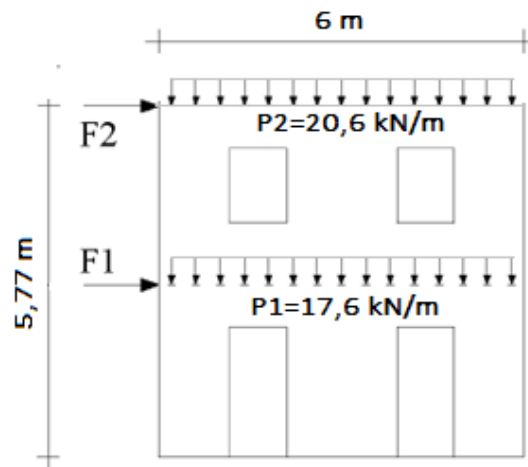


Figura 5.9: Cargas distribuídas, por piso, na parede D.

5.2.3 Propriedades dos materiais

As propriedades mecânicas dos materiais, adoptadas na presente modelação numérica, foram estimadas de acordo com as fórmulas empíricas propostas pelo Eurocódigo 6 e com base nos dados fornecidos pelo trabalho realizado por Magenes (Magenes et.al, 1995), na Universidade de Pavia. Estes valores encontram-se sumarizados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Propriedades dos materiais adoptados para a modelação da parede D, no software 3DMacro.

Módulo de elasticidade (E) [MPa]	6200
Resistência à compressão (f_m) [MPa]	6,2
Módulo de corte tangencial (G) [MPa]	2480
Resistência ao corte (τ) [MPa]	0,06
Coeficiente de atrito (μ)	0,57
Resistência à tracção (f_t) [MPa]	0,07
Coesão (c) [MPa]	0,23
Peso volúmico (γ) [kN/m ³]	17

Segundo Magenes (1995), a resistência à compressão medida nos prismas de alvenaria utilizados para a construção do protótipo testado na Universidade de Pavia, é igual a 6,2 MPa. O autor refere ainda que a resistência ao corte dos prismas testados pode ser expressa, segundo o critério de Mohr-Coulomb, de acordo com $\tau = 0,23 + 0,57 \cdot \sigma$ (MPa), o que sugere um valor para a coesão de 0,23 MPa e de 0,57 para o coeficiente de atrito. Sendo que não é sabido o valor da tensão, necessário para o cálculo da resistência ao corte da alvenaria, segundo o critério de Mohr-Coulomb, foi assumido um valor de 0,06 MPa, uma vez que é o valor sugerido pelo *software* para o tipo de alvenaria em estudo.

De acordo com o EC6, o valor do módulo de elasticidade, toma o valor de $E = 1000 \cdot f_m$, ou seja, 6200 MPa e o módulo de distorção sendo igual a $G = 0,4 \cdot E$, tem o valor de 2480 MPa.

Segundo Sousa (2009), quanto à resistência à tracção da alvenaria, não se conhecem testes normalizados para caracterizar este valor, o que conduz a que maioria dos estudos realizados no âmbito da modelação numérica de estruturas em alvenaria, desprezem este valor de resistência. No entanto, a resistência à tracção é um factor significativo (Vasconcelos, G., 2005) no estudo da resposta deste tipo de edifícios, uma vez que influencia a resposta à flexão das estruturas. Por este motivo, no presente estudo, o seu valor não foi desprezado. Uma vez que este assunto ainda se encontra em desenvolvimento, foi adoptado o valor sugerido pelo *software* para a alvenaria de tijolo com argamassa

de cal (Tabela 5.1), uma vez que é o tipo de alvenaria utilizado no edifício ensaiado na Universidade de Pavia.

O *software* permite ainda caracterizar a ductilidade do material, à tracção e à compressão que, de acordo com o *software*, representa a razão entre a deformação última e a deformação corresponde ao limite elástico, em tracção ou em compressão. Tendo em conta que nesta fase, ainda se desconheciam os valores de deformação do edifício, foi assumido o valor de 1,5 para a ductilidade, proposto pelo *software* de cálculo.

5.2.4 Resultados obtidos

A obtenção da curva de capacidade da estrutura foi efectuada através da realização de uma análise *pushover* na direcção da aplicação das cargas horizontais (direcção x), para a qual se assumiu uma distribuição de forças proporcional à massa, tendo em conta que outro tipo de distribuição de forças poderia conduzir a resultados excessivamente conservadores (Lourenço et al., 2011).

A curva de capacidade obtida foi comparada com os resultados experimentais, em termos da força de corte basal máxima e do deslocamento máximo atingido pela estrutura, assim como em termos dos danos verificados nos elementos que constituem a parede.

A curva de capacidade obtida através do *software* 3DMacro, como já foi referido, representa a relação entre o coeficiente de corte na base e o deslocamento do ponto de controlo, assumido automaticamente pelo programa, e localizado no topo do edifício. O coeficiente de corte na base representa o quociente entre a força de corte basal e o peso sísmico da estrutura, ou seja, $C_b = \frac{V_b}{W}$.

Assim sendo, após a realização da análise *pushover* foi possível conhecer o valor do peso da estrutura, disponibilizado pelo programa, cujo valor é de 351,7 kN, e a curva de capacidade da estrutura foi determinada como a relação entre a força de corte basal (kN) e o deslocamento do ponto de controlo, para efeitos de comparação com outros estudos realizados sobre a mesma parede.

5.2.4.1 Refinamentos da malha

Inicialmente, a análise *pushover* foi realizada com a malha gerada automaticamente pelo *software*, para a determinação da curva de capacidade da parede D. Posteriormente, esta malha foi alterada de modo a obter uma discretização mais uniforme, através da realização de refinamentos de malha, uma vez que, de acordo com o Método dos Elementos Finitos (MEF), uma malha mais equilibrada, isto é, com elementos quadrados, conduz a resultados mais fiáveis.

Como já foi referido no ponto 4.6.2, o utilizador pode alterar a malha, alterando o rácio entre os lados dos elementos, ou limitando o comprimento dos lados. Com base na alteração destes parâmetros, os refinamentos de malha realizados, encontram-se sumarizados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Refinamentos realizados nos elementos de malha.

	Rácio entre os lados do elemento	Maior comprimento do lado do elemento
Malha Gerada Automaticamente	3	200
Refinamento de malha 1	2	200
Refinamento de malha 2	2	100
Refinamento de malha 3	2	50

A malha gerada automaticamente pelo programa apresenta um rácio entre os lados do elemento de 3, um comprimento máximo do lado do elemento de 200 centímetros e encontra-se ilustrada na Figura 5.10 (a). É possível observar que a malha gerada automaticamente não apresenta um aspecto uniforme.

Deste modo, procedeu-se ao primeiro refinamento da malha, de modo a obter elementos menos esticados. De acordo com a Tabela 5.2, o primeiro refinamento da malha foi realizado adoptando um rácio entre os lados do elemento de 2 e mantendo o comprimento máximo do lado do elemento de 200 cm. O modelo computacional gerado pelo *software*, após o primeiro refinamento, encontra-se ilustrado na Figura 5.10 (b).

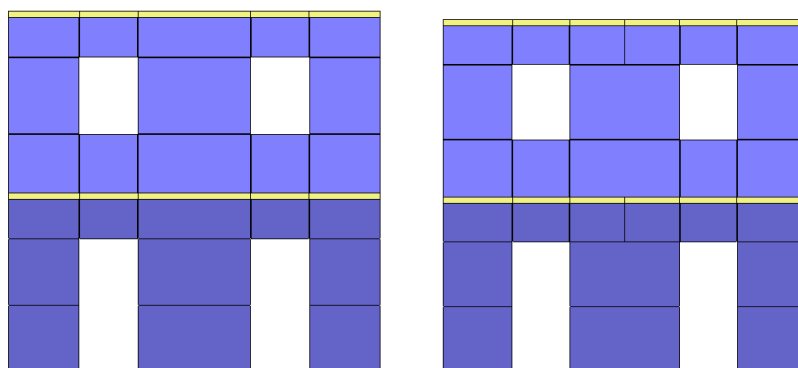


Figura 5.10: (a) Malha automática; (b) Refinamento 1.

Verifica-se através da Figura 5.10 (b) que a malha de elementos gerada no primeiro refinamento efectuado apresenta, ainda, elementos demasiados esticados. Deste modo, procedeu-se ao segundo refinamento de malha. Neste caso, o rácio entre os lados do elemento manteve-se igual 2, e o comprimento máximo do lado do elemento foi limitado a 100 centímetros. O modelo computacional gerado, após o segundo refinamento, encontra-se ilustrado na Figura 5.11 (a) que, como se verifica, ainda não apresenta uma malha suficientemente uniforme.

Deste modo e, finalmente, procedeu-se ao último refinamento da malha de elementos, mantendo igual a 2 o rácio entre os lados, e limitando o comprimento do lado do elemento a 50 centímetros. Apesar do rácio entre os lados do elemento ser igual a 2, o que na teoria não corresponde a um elemento quadrado, o facto de o máximo comprimento do lado ter sido limitado a 50 centímetros, conduziu a uma malha uniforme, com elementos quadrados, como mostra a Figura 5.11 (b), pelo que não foi necessário realizar mais refinamentos.

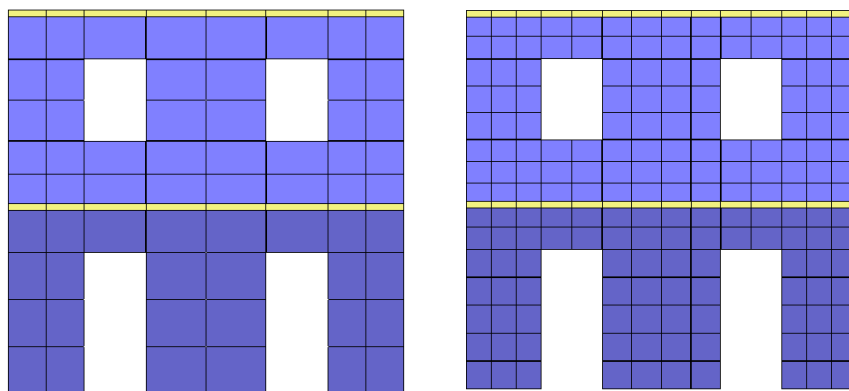


Figura 5.11: (a) Refinamento 2; (b) Refinamento 3.

A Figura 5.12 mostra as curvas de capacidade da parede D, obtidas pelo *software* 3DMacro, para cada um dos refinamentos efectuados, assim como a comparação das mesmas com os resultados obtidos experimentalmente.

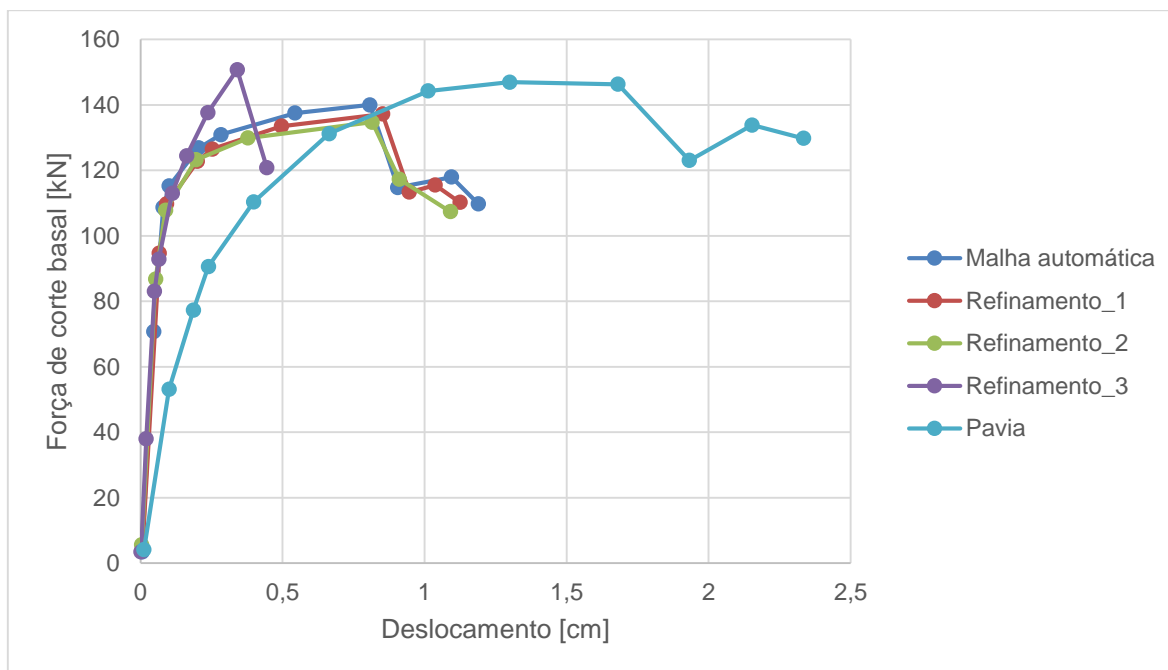


Figura 5.12: Curvas de Capacidade, obtidas com *software* 3DMacro para cada um dos refinamentos de malha, e pelo ensaio experimental.

É possível observar pela Figura 5.12, que as curvas de capacidade obtidas com a malha gerada automaticamente pelo programa e as curvas obtidas em função dos refinamentos 1 e 2 parecem convergir, estando mais próximas da curva do ensaio experimental, sendo que a curva correspondente ao último refinamento realizado se encontra bastante longe das restantes.

No entanto, de acordo com os fundamentos teóricos do Método dos Elementos Finitos, considerou-se que a solução obtida com o terceiro refinamento, por corresponder a uma malha de elementos mais uniforme, corresponde à solução mais fiável. Para além disso, a razão da ausência de convergência pode estar relacionada com o facto de o *software* apresentar algumas limitações no que diz respeito à alteração da malha. Como se pode observar pelas Figuras 5.10 (a) e (b) e 5.11 (a), as malhas geradas automaticamente, e pelos refinamentos 1 e 2, não são uniformes, sendo que a mudança brusca no aspecto das curvas de capacidade pode estar relacionada com a mudança brusca no aspecto das malhas, quando comparadas com a malha do terceiro refinamento.

Pelos motivos supracitados, todos os cálculos e análises realizadas posteriormente, foram feitas com base nos resultados obtidos com a malha de elementos correspondente ao refinamento 3.

A Figura 5.12 permite constatar que a curva de capacidade obtida pelo *software* 3DMacro (correspondente ao refinamento 3) não se encontra em concordância com os resultados obtidos experimentalmente.

Tal facto deve-se à problemática da escolha dos parâmetros mecânicos da alvenaria, devido ao desconhecimento e à variabilidade dos valores a adoptar, assim como às limitações fornecidas pelas fórmulas propostas pelo EC6.

Diversos estudos mostram que os métodos e equações para a verificação da resistência sísmica de estruturas em alvenaria, não deve ser limitada às recomendações dadas pelo EC6, especialmente no âmbito de estruturas não reforçadas, como é o caso da parede em estudo (Tomažević, 2009).

Por este motivo, foram realizadas várias calibrações dos parâmetros mecânicos que caracterizam a alvenaria, com o objectivo de obter uma curva de capacidade para a estrutura mais próxima dos resultados obtidos experimentalmente.

5.2.4.2 Estudos de sensibilidade

Os estudos de sensibilidade são realizados de modo a estudar a influência de vários parâmetros relativos à modelação das estruturas, mais precisamente, nas características mecânicas do material, que influenciam os resultados obtidos, e em particular, a curva de capacidade. Pela observação da Figura 5.12, verificou-se a necessidade de proceder a algumas calibrações dos

parâmetros mecânicos da alvenaria, de modo a aproximar a curva obtida pelo *software*, com a curva obtida experimentalmente.

O primeiro estudo de sensibilidade consistiu na calibração do módulo de elasticidade, E . Este parâmetro mecânico proporciona uma medida de rigidez de um material sólido. Deste modo, e como se pode observar pelo Gráfico 5.1, os resultados obtidos pelo *software* 3DMacro, sugerem uma rigidez superior à que, efectivamente, caracteriza o material testado na Universidade de Pavia (Magenes et al., 1995). Deste modo, foi calibrado o módulo de elasticidade E , sendo diminuído desde o valor assumido inicialmente ($E=6200\text{MPa}$), até um valor tal, que conduzisse a uma solução mais favorável, quando comparada com o ensaio experimental.

Foi mantida a relação entre o valor do módulo de elasticidade E e o módulo de distorção G , tendo sido calibrados, em simultâneo, estes valores, com base na relação $\frac{G}{E} = 0,4$, proposta pelo Eurocódigo 6.

Após os vários testes efectuados, o valor do módulo de elasticidade que conduziu à solução mais próxima da pretendida, foi de 1750MPa , o que corresponde a um valor do módulo de distorção de 700MPa .

A Figura 5.13 mostra a comparação entre os resultados obtidos com os valores de E e G adoptados e os resultados obtidos experimentalmente.

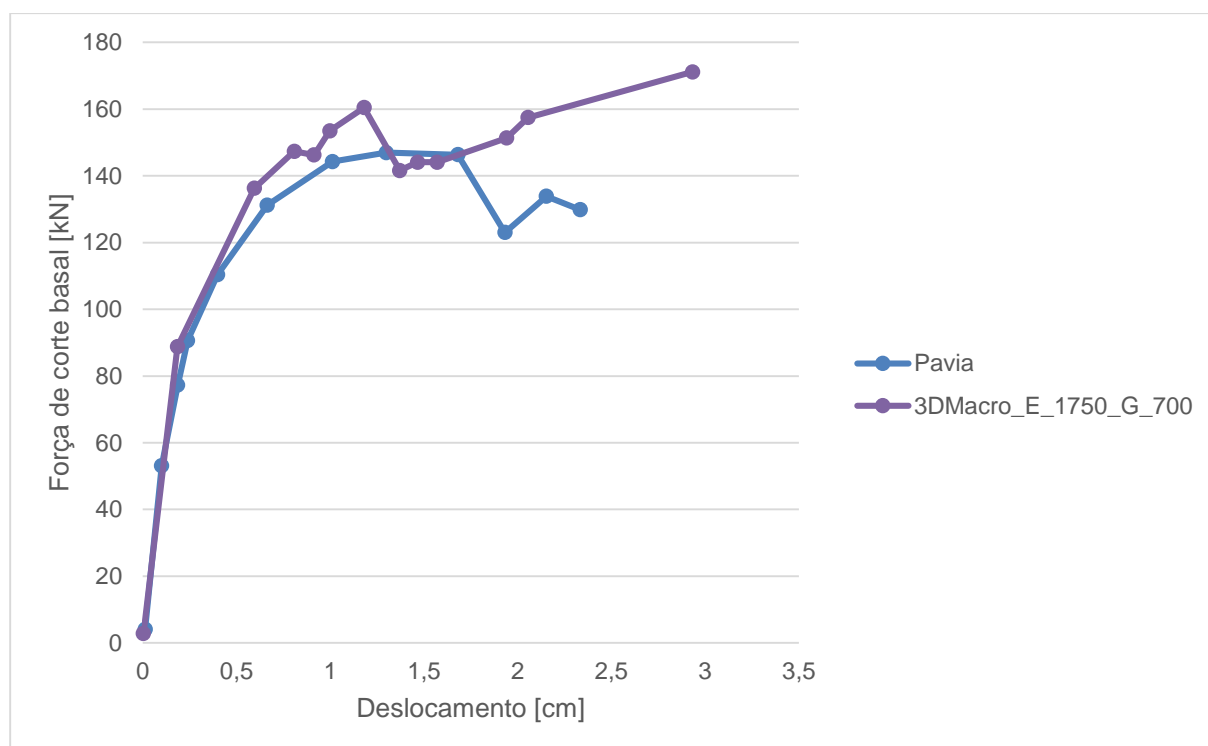


Figura 5.13: Curva de Capacidade obtida com o *software* 3DMacro e pelo ensaio experimental.

Sendo que a curva de capacidade representa a relação entre a força de corte basal e o deslocamento da estrutura, o declive do troço recto, ou seja, do troço elástico da curva de capacidade corresponde ao módulo de distorção G . Deste modo, com a alteração do módulo de distorção, pretendia-se aproximar os declives das zonas rectas de ambas as curvas. Como se pode observar pelo Figura 5.13, a escolha de valores de E , e consequentemente de G , de 1750 MPa e 700 MPa, respectivamente, conduziu a uma aproximação entre as duas curvas, quer no que diz respeito à rigidez da estrutura, quer nos declives do troço elástico das curvas, que se igualaram.

No entanto, a Figura 5.13 mostra que os resultados obtidos pelo *software* 3DMacro, sugerem uma resistência ao corte da estrutura, bastante acima do desejado, uma vez que se registou uma força de corte basal máxima superior à obtida no ensaio experimental, cujo valor é de 147 kN. Sendo que a resistência ao corte da alvenaria é dada pelo critério de Mohr-Coulomb (Magenes et al., 1995), o valor desta grandeza depende da coesão e do coeficiente de atrito, pelo que foram realizados estudos de sensibilidade acerca destes parâmetros, de uma forma ponderada, com uma margem máxima de 10% em relação aos valores sugeridos pelo autor do ensaio experimental (Magenes et al., 1995). Os valores que conduziram à melhor aproximação dos resultados são, para a coesão e para o coeficiente de atrito, respectivamente, 0,14 MPa e 0,55 MPa.

A Figura 5.14 mostra a comparação entre os resultados experimentais e os resultados obtidos pelo *software* 3DMacro, após as calibrações dos parâmetros referidos no parágrafo anterior.

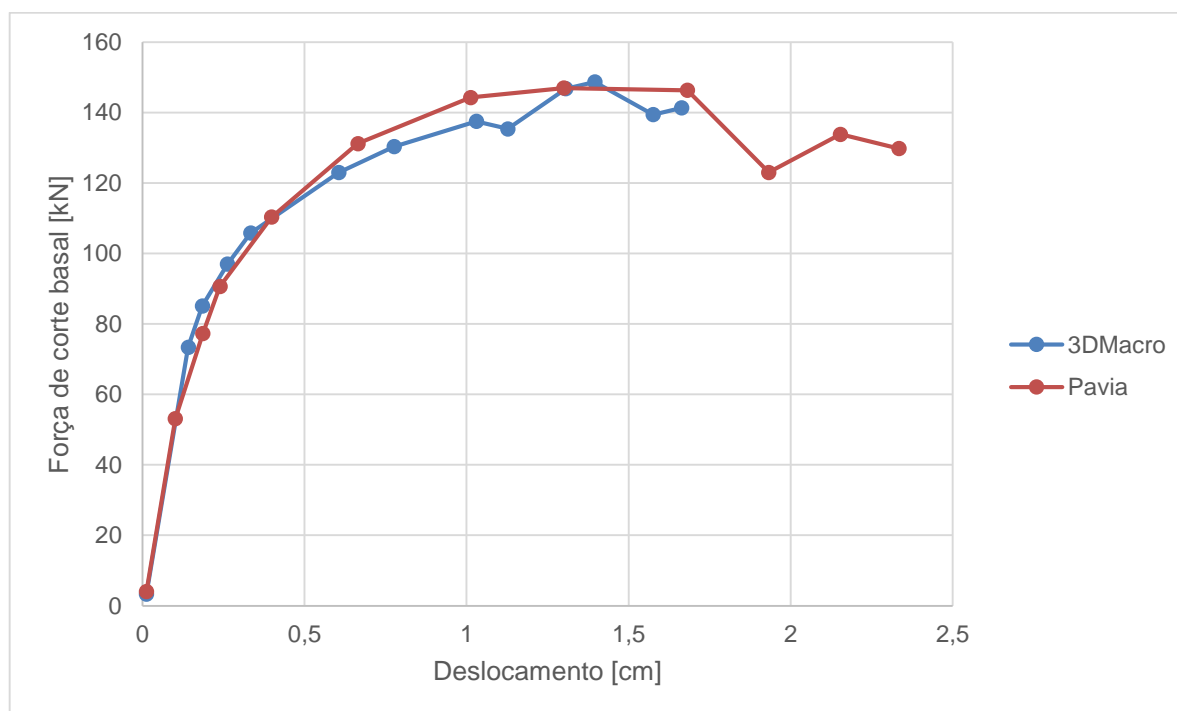


Figura 5.14: Curva de Capacidade obtida com o *software* 3DMacro, e pelo ensaio experimental.

Como se pode observar pela Figura 5.14, obteve-se uma comparação bastante satisfatória entre a curva de capacidade obtida pelo *software* 3DMacro e a corresponde ao ensaio experimental. Após a calibração da coesão e do coeficiente de atrito, a força de corte basal máxima obtida é de 147 kN, sendo este valor, igual ao obtido experimentalmente.

No entanto, é possível constatar que, no caso dos resultados obtidos pelo programa, o deslocamento máximo atingido pela estrutura é igual a, aproximadamente, 0,17 centímetros, enquanto no ensaio experimental realizado por Magenes (1995), o valor de deslocamento máximo estimado é igual a 0,24 centímetros. Conclui-se, portanto, que o deslocamento máximo atingido pela estrutura, no caso da análise não linear realizada pelo 3DMacro, se encontra abaixo do valor obtido experimentalmente, estando este facto relacionado com a ductilidade da estrutura.

A ductilidade é a propriedade que representa o grau de deformação que um material suporta até ao momento em que fractura. Um material dúctil é, portanto, aquele que se deforma sob tensão de corte constante, sendo o seu oposto um material frágil, ou seja, um material que rompe sem sofrer grande deformação.

Pelo acima exposto, conclui-se que os resultados obtidos pelo *software* 3DMacro sugerem uma menor ductilidade para o material que constitui a parede, relativamente aos resultados experimentais.

Como já foi referido, foi assumido um valor de ductilidade para o material de 1,5, quer à tracção quer à compressão. Foram realizados vários testes, através da calibração do valor adoptado para a ductilidade, com o objectivo de obter uma curva de capacidade que sugerisse uma ductilidade superior, mas não foram verificadas alterações na curva de capacidade. Este facto não compromete a fiabilidade dos resultados obtidos pelo programa 3DMacro, uma vez que, como se observa pela Figura 5.14, a perda da resistência significativa da estrutura dá-se para o mesmo valor da força de corte basal e de deslocamento que o ensaio experimental.

Após extensa pesquisa bibliográfica (Akhveissy, 2012; Rizzano et al. 2008; Loli et al., 2012; Sabatino e Rizzano, 2011), no âmbito do estudo do comportamento sísmico da parede D, e da análise dos parâmetros mecânicos adoptados nas diferentes modelações, verificou-se uma semelhança entre os valores adoptados na modelação que aqui se apresenta, com os valores adoptados pelo autor Akhveissy (Akhveissy, 2012), como se verifica na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Propriedades mecânicas adotadas no *software* 3DMacro e pelo autor Akhaveissy.

Propriedades mecânicas da alvenaria	3DMacro	Akhaveissy
Módulo de elasticidade (E) [MPa]	1750	1750
Resistência à compressão (f_m) [MPa]	6,2	7,9
Módulo de corte tangencial (G) [MPa]	700	711
Resistência ao corte (τ) [MPa]	0,14+0,55 μ	-
Coeficiente de atrito (μ)	0,55	0,55
Resistência à tracção (f_t) [MPa]	0,07	-
Coesão (c) [MPa]	0,14	0,14
Peso volúmico (γ) [kN/m ³]	17	-

Akhaveissy validou a utilização do seu modelo no âmbito do estudo sísmico de edifícios em alvenaria, através da comparação dos resultados obtidos com outros obtidos por diversos autores, e através de diferentes estratégias e softwares de modelação numérica, como mostra a Figura 5.15. A solução obtida por Akhaveissy foi também comparada com o ensaio experimental realizado na Universidade de Pavia. O autor concluiu uma melhor concordância entre os dados obtidos pelo seu modelo e o trabalho experimental realizado por Magenes et al. (1995), em relação aos restantes métodos apresentados.

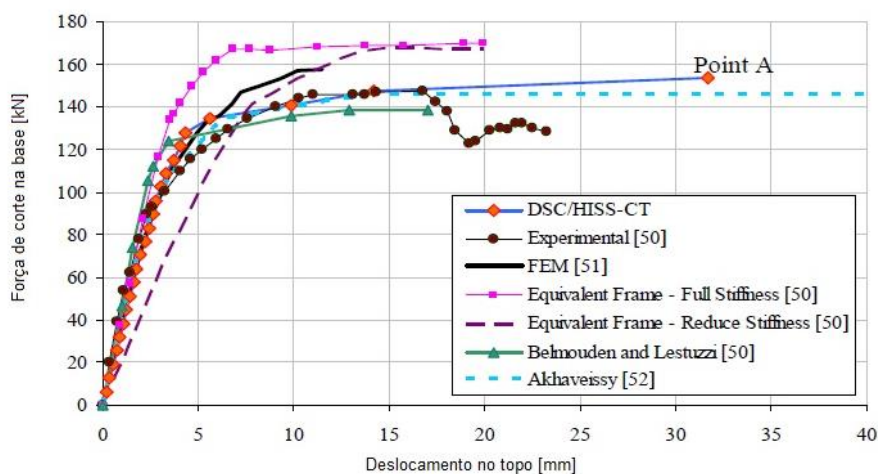


Figura 5.15: Curvas de Capacidade da parede D, do edifício testado na Universidade de Pavia (Akhaveissy, 2012).

A Figura 5.16 mostra a comparação entre a curva de capacidade obtida pelo autor Akhaveissy, a curva correspondente à modelação com recurso ao programa 3DMacro e a curva do ensaio experimental.

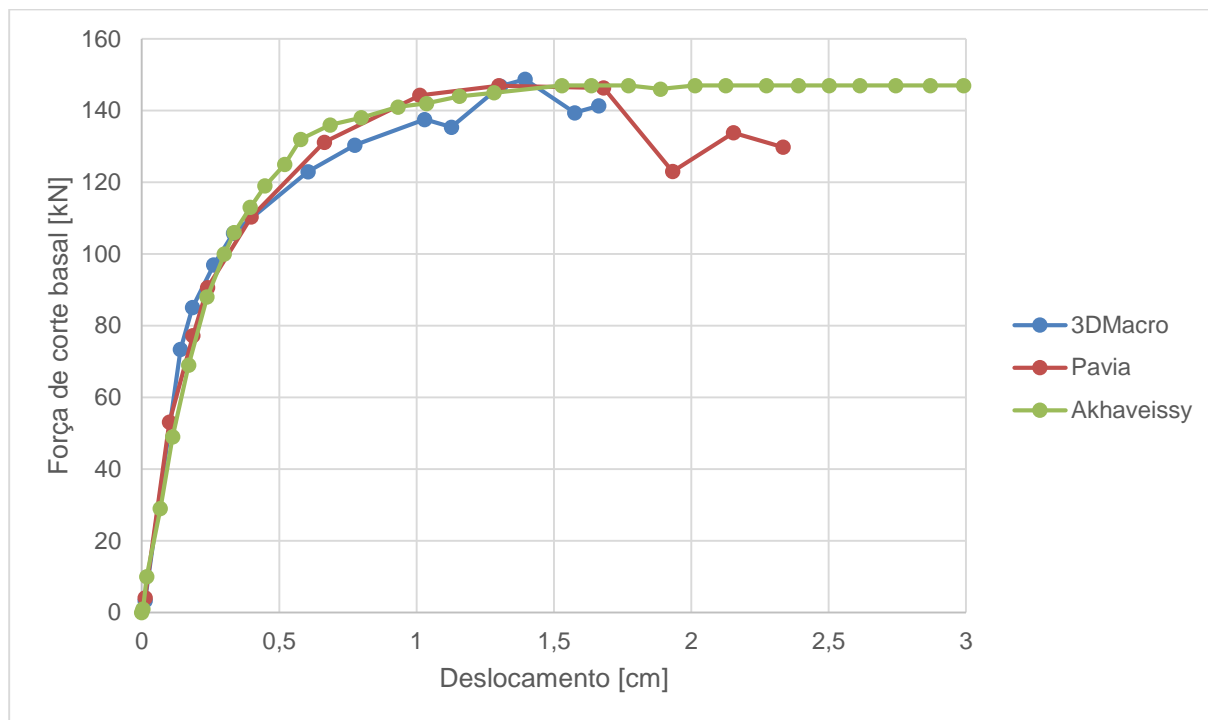


Figura 5.16: Curva de Capacidade obtida com o software 3DMacro, pelo ensaio experimental e por Akhaveissy.

A Tabela 5.4 resume os resultados obtidos, em termos da força de corte basal máxima, obtida pelos diferentes estudos realizados sobre a parede D, do edifício testado na Universidade de Pavia (Akhaveissy, 2012).

Tabela 5.4: Valores da força de corte basal máxima, obtida por diferentes autores, para a parede D, do edifício testado na Universidade de Pavia (Akhaveissy, 2012).

	$F_V^{m\acute{a}x}$ [kN]
Akhaveissy	154
TreMuri	167
Belmouden e Lestuzzi	138,4
MEF	157
3DMacro	147
Experimental	147

O presente trabalho permitiu a validação do uso do *software* 3DMacro, para o estudo da resposta de paredes de alvenaria não reforçadas, quando sujeitas a forças laterais, representativas da acção sísmica, uma vez que foi possível obter a curva de capacidade que reflecte o comportamento previsto para a estrutura, de acordo com o ensaio experimental e porque, como é possível observar pela Tabela 5.4, se obteve a mesma força de corte basal máxima atingida pela estrutura, na realização do ensaio experimental na Universidade de Pavia por Magenes et al. (1995).

5.2.4.3 Progressão do dano

Como já foi referido no Capítulo 4.6.2, o programa de cálculo 3DMacro permite avaliar a evolução do dano, isto é, o estado de degradação da estrutura a cada passo de carga. Para a melhor compreensão dos fenómenos de colapso envolvidos em paredes de alvenaria, e em particular, na parede do caso em estudo, foi avaliado o dano nos elementos da estrutura, em diferentes passos de carga, identificados na Figura 5.17:

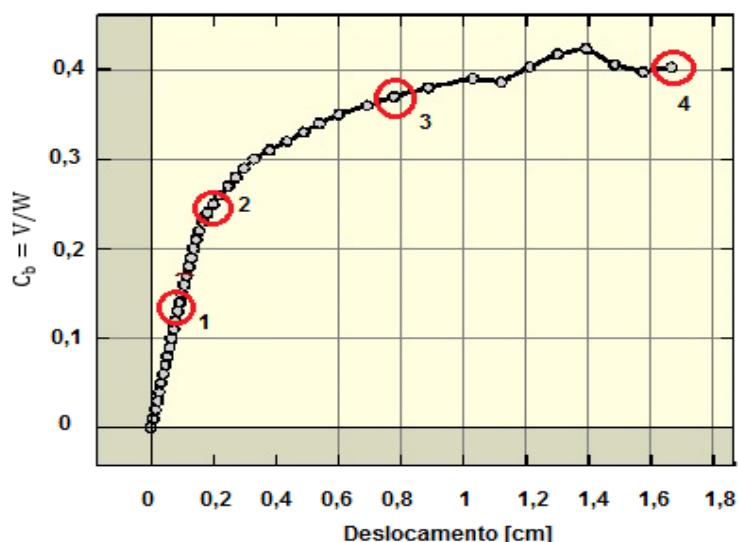


Figura 5.17: Curva de Capacidade da parede D: Progressão do dano: 1) zona elástica; 2) limite da zona elástica; 3) zona plástica; 4) colapso.

Na Figura 5.18 são mostrados os danos verificados na parede, relativamente ao passo de carga identificado com o número 1, na Figura 5.17. Como se pode observar pela Figura 5.18, o primeiro tipo de dano verificado nos elementos da parede está relacionado com a fraca resistência à tracção das juntas de argamassa, que representam planos de fraqueza da estrutura e, por isso, se verifica a ocorrência deste tipo de fissuração nas zonas de interface entre elementos.



Figura 5.18: Danos na parede D_dano1.

De seguida, foram avaliados os danos ocorridos na estrutura, no passo de carga identificado com o número 2 na Figura 5.17 (limite do troço recto da curva de capacidade, ou seja, limite da resposta da parede em regime elástico). A Figura 5.19 mostra a comparação entre os danos verificados no ensaio experimental realizado na Universidade de Pavia e os danos que ocorreram na parede modelada com o *software* 3DMacro.

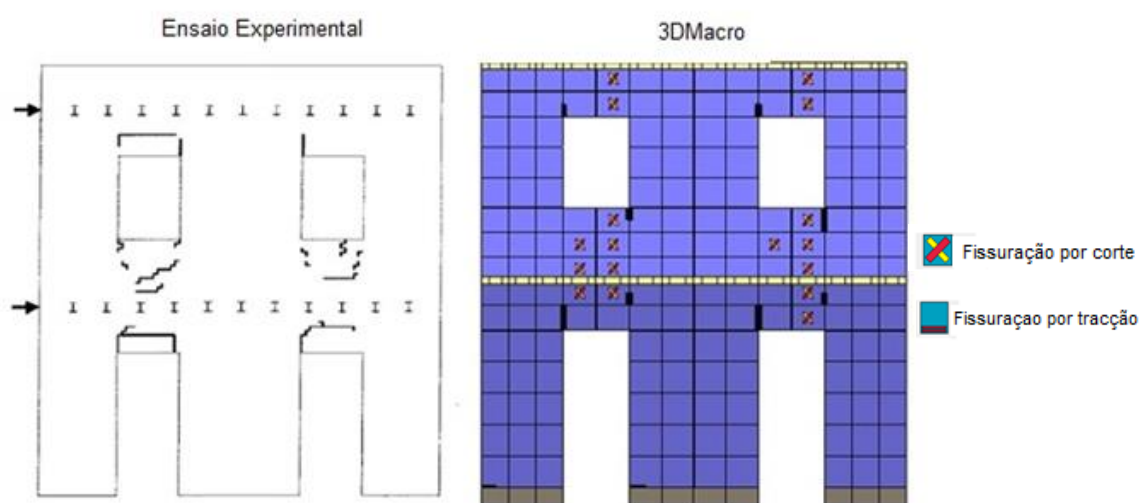


Figura 5.19: Danos na parede D_dano2.

Como seria de esperar, de acordo com o referido por Magenes (1995), e como se pode verificar pela Figura 5.19, inicialmente os danos ocorrem nos elementos horizontais (lintéis) entre as aberturas, com fissuração por corte.

Seguidamente, foi avaliado o dano na estrutura no passo de carga identificado com o número 3, na Figura 5.17. Devido aos danos ocorridos nos lintéis, a ligação entre os nembos diminuiu, e começaram a ser verificadas fissuras por corte ao nível dos nembos, como mostra a Figura 5.20.

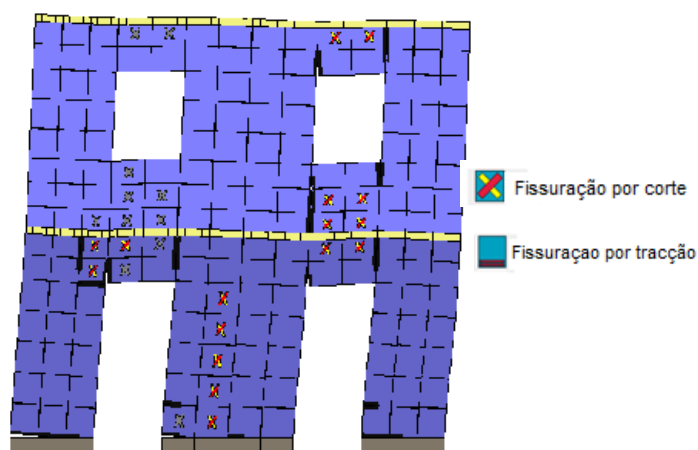


Figura 5.20: Danos na parede D_dano3.

Eventualmente, as fendas que ocorreram nos lintéis propagaram-se de forma crescente, e o mecanismo de colapso ficou dominado por fissuração por corte na zona central dos nêmbos. A Figura 5.21 ilustra os danos ocorridos na estrutura para o passo de carga identificado com o número 4 da Figura 5.17, e os danos verificados no ensaio experimental para o último nível de drift.

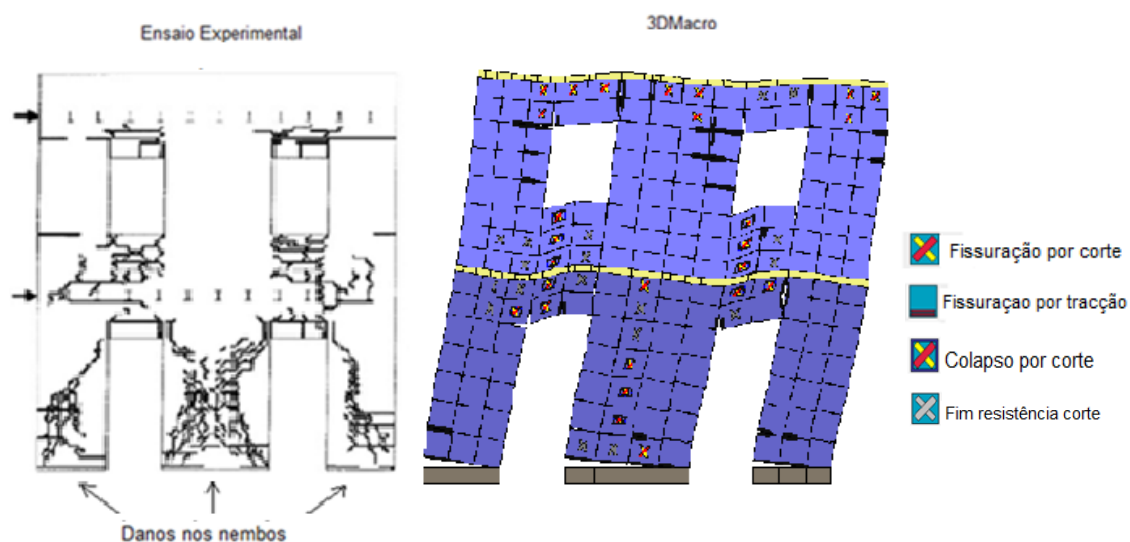


Figura 5.21: Danos na parede D_dano4.

Como se pode verificar pelo estudo da progressão do dano da parede D, os resultados obtidos pelo *software* estão em concordância com os resultados obtidos na realização do ensaio experimental, sendo que se verificaram os mesmos tipos de danos, nos elementos da estrutura onde esses danos eram esperados, de acordo com o ensaio experimental.

6. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

As estruturas em alvenaria representam a grande parte dos edifícios existentes e fazem parte do património histórico de diversos países, nomeadamente, de Portugal. No entanto, o projecto e a construção de estruturas em alvenaria são bastante condicionados pela acção sísmica. Por estes motivos, é clara a necessidade de aprofundar o estudo acerca do comportamento sísmico deste tipo de estruturas.

Sendo que a alvenaria apresenta um comportamento não linear quando submetida a acção sísmica tem sido crescente o interesse no desenvolvimento de ferramentas numéricas e programas de cálculo, capazes de realizar este tipo de análises em estruturas de alvenaria, para a avaliação do seu comportamento sísmico. O presente trabalho consistiu, portanto, no estudo da resposta sísmica de paredes de alvenaria, através da realização de uma análise *pushover*, com recurso ao *software* de cálculo 3DMacro, de uma parede de alvenaria denominada na literatura por “*Door-Wall*”, que constitui o edifício testado experimentalmente na Universidade de Pavia. Para isso, foram estudados e avaliados diferentes modelos numéricos implementados em *softwares* de cálculo, com o objectivo de definir qual o *software* mais adequado para o desenvolvimento do presente trabalho. Após extensa pesquisa bibliográfica neste contexto, concluiu-se que, embora os vários modelos se baseiem em diferentes estratégias, podem ser obtidos resultados satisfatórios, motivando a utilização dos *softwares* que os implementam para o estudo sísmico de edifícios em alvenaria.

Embora o modelo implementado no *software* 3DMacro apresente uma discretização de elementos discretos, constituídos por molas que implica uma maior complexidade, quando comparado com os outros modelos abordados nesta dissertação, este apresenta maiores possibilidades na obtenção de diferentes respostas estruturais. Para além disso, são poucos os estudos realizados com recurso a este *software*, tendo este facto impulsionado a escolha do programa 3DMacro para o caso de estudo aqui apresentado.

Os resultados obtidos com recurso ao programa de cálculo 3DMacro foram comparados com os resultantes do ensaio experimental, assim como com outros estudos que recorreram a diferentes estratégias de modelação, tendo sido encontrada uma satisfatória concordância, no que diz respeito à curva de capacidade da estrutura em estudo.

Uma das principais dificuldades sentidas neste trabalho foi a escolha dos parâmetros mecânicos que definem o material, por um lado devido à ausência de estudos experimentais que o caracterizem adequadamente e, por outro, pelo facto de os estudos existentes não partilharem os mesmos valores para os parâmetros.

Por este motivo, e concretamente, no caso de estudo realizado neste trabalho, foi necessário recorrer a fórmulas empíricas, nomeadamente as fórmulas propostas pelo EC6, como ponto de partida para a modelação numérica efectuada. Concluiu-se que, os resultados obtidos com base nestas

fórmulas conduziram a soluções conservativas, uma vez que a curva de capacidade da estrutura obtida pelo *software* 3DMacro, se encontrava, inicialmente, bastante longe da curva do ensaio experimental.

Como consequência, foram realizados estudos de sensibilidade nos parâmetros mecânicos da alvenaria da parede em estudo, de modo a aproximar a resposta da estrutura aos resultados experimentais. Após a calibração dos parâmetros mecânicos, foi possível chegar à solução pretendida, quer em termos da resistência máxima da estrutura, quer em termos da progressão do dano nos elementos que constituem a parede.

No entanto, constatou-se que não foi possível explorar a ductilidade da estrutura que, após ter atingido o colapso, ainda sofreu deformações que o programa não conseguiu acompanhar. Este facto conduz à necessidade de fazer estudos acerca deste parâmetro, e calibrar os modelos numéricos de modo a conseguir explorar ao máximo a ductilidade das estruturas.

Constatou-se também que a maioria dos estudos presentes na literatura, no que diz respeito à modelação numérica de paredes em alvenaria, desprezam a resistência à tracção do material que modelam. No caso da modelação em estudo, foi considerada a resistência à tracção assumida pelo *software* de cálculo para o tipo de alvenaria que constitui a parede estudada, tendo sido obtidos resultados satisfatórios.

Para efeitos de validação do programa 3DMacro, e considerando um exemplo de aplicação, foi obtida uma boa correspondência entre as curvas de capacidade do ensaio experimental, e dos vários modelos de cálculo.

Conclui-se que o objectivo deste trabalho foi atingido, validando-se a utilização do *software* 3DMacro para o estudo do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria não reforçada.

Bibliografia

- Akhaveissy, A. 2012. The DSC model for the nonlinear analysis of in-plane loaded masonry structures in *The Open Civil Engineering Journal*, 2012, 6, (Suppl 1-M8) 200-214.
- Akhaveissy, A.H. 1999. Lateral Strength Force of URM Structures based on a Constitutive Model for Interface Element. *Lat. Am. J. Solis Struct.*, vo. 8, pp. 445-461, 2011.
- Bento, R., Rodrigues, F. e Falcão, S. 2004. Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares.
- Braga, F. e Dolce, M. 1982. A method for the analysis of seismic-safe multi-storey buildings. *Proceedings of the 6th International Brick Masonry Conference*, Roma, pp. 1088-1099.
- Braga, F. e Liberatore, D. 1990. A finite element for the analysis of the response of masonry buildings. *Proceedings of the 5th North American Masonry Conference*, Urbana, pp. 201-212.
- Brencich, A., Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. 1998. A macroelement approach to the threedimensional seismic analysis of masonry buildings. *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, CD-ROM.
- Campos, D. 2013. Estudo Numérico do Efeito da Ação Sísmica Vertical no Comportamento de Estruturas de Alvenaria de Pedra. Tese de Mestrado, FEUP, Portugal.
- Calderini, C. e Lagomarsino, S. 2008. A continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 134(2):209 220.
- Caliò, I., Marletta, M., Pantò, B. 2005. "A simplified model for the evaluation of the seismic behaviour of masonry buildings." in *Proc of Tenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, August 30 – September 2, Rome, Italy.
- Caliò I., Cannizzaro F., D'Amore E., Marletta M. e Pantò, B. 2008. A new discrete-element approach for the assessment of the seismic resistance of mixed masonry and reinforced concrete buildings. *Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake (MERCEA '08)*. Reggio Calabria, 8-11 July 2008
- Caliò, I., Cannizzaro F., Marletta, M. 2010. "A discrete element for modeling masonry vaults." in *Proc. Of 7th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, October 6 - 8, Shanghai, China.

- Caliò, I., Cannizzaro, F e Pantò, B. 2012. A macro-element approach for modeling the nonlinear behaviour of monumental buildings under static and seismic loadings. University of Catania, Italy.
- Caliò, I., Marletta, M. e Pantò, B. 2005. A simplified model for the evaluation of the seismic behaviour of masonry buildings. Proceedings of the 10th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Roma, Paper No. 195.
- Caliò, I., Cannizzaro, F., Grasso, D., Marletta, M., Pantò, B. e Rapicavoli, D. 2006. Simulazioni del comportamento sismico del modello su base fissa del Progetto TREMA. Report del Progetto RELUIS “Valutazione e Riduzione della Vulnerabilità di Edifici in Muratura”, Allegato 07 – U.O. 14, Università degli Studi di Catania (em italiano).
- Caliò, I., Marletta, M. e Pantò, B. 2008. A discrete element approach for the evaluation of the seismic response of masonry buildings. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, CD-ROM.
- Calvi, G.M. e Sullivan, T. 2009. A model code for the displacement-based seismic design of structures, SDBD09 draft subject to public enquiry. IUSS Press, Pavia.
- Carvalho, E. e Oliveira, C. 1997. Construção Anti-Sísmica: Edifícios de Pequeno Porte, ICT, LNEC, Lisboa.
- CEN 2005. Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, EN 1996-1-1:2005. Comité Européu de Normalização, novembro de 2005, Bruxelas.
- Cóias, V. 2007. Reabilitação estrutural de edifícios antigos.
- Fajfar, P. e Gašperšič, 1996. The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. Department of Civil Engineering, University of Ljubljana, Slovenia.
- Giuffrè, Antonino. 1993. Sicurezza e conservazione dei centri storici – Il caso Ortigia. s.l. : Ed. Laterza, 1993.
- Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A. e Resemini, S. 2004. Non-linear seismic analysis of masonry structures. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper No. 843.

- Galasco, A., Lagomarsino, S. e Penna, A. 2006. On the use of pushover analysis for existing masonry buildings. Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Genebra, Paper No. 1080.
- Galasco, A., Lagomarsino, S. e Penna, A. 2009. TREMURI Program: Seismic Analyser of 3D Masonry Buildings. Universidade de Génova.
- Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. 1996. On the dynamic response of masonry panels. Proceedings of the Italian Conference “La meccanica delle murature tra teoria e progetto”, ed. L. Gambarotta, Messina, pp. 451-462 (em italiano).
- Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. 1997. Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls, Part II: the continuum model and its applications. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26:441-462.
- Gouveia, J.P. e Lourenço, P.B. 2007. Análise experimental de paredes de alvenaria de blocos de betão leve sob acções cíclicas no plano. Actas do Sismica 2007, 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, FEUP, Porto, CD-ROM.
- Gruppo Sismica. 2011. Manual teórico do programa 3DMacro, Versão Beta. Gruppo Sismica, Catânia.
- Gruppo Sismica. 2011. Manual de utente do programa 3DMacro, Versão Beta. Gruppo Sismica, Catânia.
- Hendry, A. W., Sinha, B. P. e Davies, S. R. 2004. Design of Masonry Structures. Londres: E & FN Spon, 2004.
- Eurocódigo 6. Projecto de estruturas em alvenaria
- Loli, M. Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Cattari S., Abbati, S. e Lagormasino, S. 2012 Response of Historic Masonry Structures to Tectonic Ground Displacements. National technical University of Athens, Greece.
- Lourenço, P., Rots, J.G. 1994. Understanding the behavior of shear walls: a numerical review, 10th International Brick Block Masonry Conference, 5-7 July, Calgary, Canada, 11-20, 1994.
- Lourenço, P. 1996. Computational strategies for masonry structures. Ph.D. Dissertation, Delft University of Technology.

- Lourenço, P. 1998. Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behavior of masonry. *Structural Analysis of Historical Constructions II* (Roca, P., et al, ed.), 1998, CIMNE, Barcelona.
- Lourenço, P. 2005. As estruturas de terra e os sismos / Earth structures and earthquakes, em: *Arquitectura de Terra em Portugal / Earth Architecture in Portugal*, Argumentum, p. 189-193 (2005)
- Lourenço, P., Mendes N., Marques R. e Oliveira, D. 2010. *Análise de estruturas antigas e novas em alvenaria: Possibilidades e aplicação.*
- Magenes, G., Calvi M. e Kingsley, G.R. 1995. Seismic Testing of a Full-Scale, Two-Story Masonry Building: Test Procedure and Measured Experimental Response, From the Report: Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype – Numerical Prediction of the Experiment, Report 3.0 - G.N.D.T., University of Pavia, Department of Structural Mechanics January 1995.
- Magenes, G. e Calvi. 1997. In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26:1091-1112.
- Magenes, G. e Della Fontana, A. 1998. Simplified nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Proceedings of the British Masonry Society*, Vol. 8, pp. 190-195.
- Magenes, G., Bolognini, D. e Braggio, C. 2000. *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura.* CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma (em italiano).
- Magenes, G. e Penna, A. 2009. Existing Masonry Buildings: General Code Issues and Method of Analysis and Assessment.
- Mann, W. e Muller, H. 1982. Failure of shear-stressed masonry - An enlarged theory, tests and application to shear walls. *Proceedings of the British Ceramic Society*, No. 30, pp. 223-235.
- Marques, R. 2012. *Metodologias Inovadoras no Cálculo Sísmico de Estruturas em Alvenaria Simples e Confinada.* Tese de Doutoramento. Universidade do Minho, Portugal.
- Marques, R. e Lourenço, P.B. 2011. Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry buildings. *Computers and Structures*, 89:2079-2091.
- Marques, R., Vasconcelos, G. e Lourenço, P.B. 2012b. Pushover seismic analysis of a modern aggregate of masonry buildings through macro-element modelling. *Proceedings of the 15th International Brick and Block Masonry Conference*, Florianópolis, CD-ROM.

Norme tecniche per le costruzioni, “NTC 20080” D.M. del 14/01/2008. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Roma (em italiano).

Norme tecniche per le costruzioni, “Teste Único 2005” D.M. del 14/01/2008. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Roma (em italiano).

Penna, A. 2013. Nonlinear seismic analysis of masonry buildings. Universidade de Pavia, Itália.

Pinho, F. 2007. Paredes de alvenaria ordinária: Estudo experimental com modelos simples e reforçados. Tese de Doutoramento.

Sabatino, R. e Rizzano, G. 2011. A Simplified Approach for the Seismic Analysis of Masonry Structures. Department of Civil Engineering, University of Salerno, Italy. In The Open Constuction and Building Technology Hournal, 2011, 5, (Suppl 1-M7) 97-104.

Sabatino, R., Rizzano, G. e Squizzato A., 2008. Simplified and accurate models in evaluating seismic strength of masonry walls

Roque, J.C.A. 2002. Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria, in Departamento de engenharia civil 2002, Universidade do Minho: Minho. p. 352.

Sousa, R. 2009. Caracterização Experimental Mecânica e Análise Numérica de Elementos para Alvenaria com Isolamento Térmico Distribuído. Tese de Mestrado. FEUP, Portugal.

Tomažević, M. 1978. The computer program POR. Report ZRMK, Liubliana.

Tomažević, M., Turnšek, V. e Terčelj, S. 1978. Computation of the shear resistance of masonry buildings. Report ZRMK-IK, Liubliana.

Tomažević, M. e Turnšek, V. 1982. Verification of the seismic resistance of masonry buildings. Proceedings of the British Ceramic Society, Stoke-on-Trent, No. 30, pp. 360-369.

Tomažević, M. e Weiss, P. 1994. Seismic behaviour of plain and reinforced masonry buildings. ASCE Journal of Structural Engineering, 120(2):323-338.

Tomažević, M. 2008. Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry.

Turnšek, V. e Čačovič, F. 1970. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, pp. 149-156.

Vanin, A. e Foraboschi, P. 2009. Modelling of masonry panels by truss analogy – Part 1. *Masonry International*, 22(1):1-10.

Vasconcelos, G., 2005. Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Portugal.